



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



## **Université Amar Thelidji- Laghouat**

**FACULTÉ : Génie Civil et Architecture**

**DÉPARTEMENT : Génie Civil**

### **MÉMOIRE DE MASTER**

**Présenté par :**

Mr. MAIZ HADJ AHMED Ali

Mr. BAHRIZ Mohamed

**DOMAINE : Science et Technologie**

**FILIERE : Génie Civil**

**OPTION : Structure**

### **Thème**

**Conception et Dimensionnement d'un Hangar en Charpente  
Métallique avec Pont Roulant et Plancher Mixte**

#### **Jury de Soutenance :**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
Zaidi Ali	Professeur	Président
Kouidri Zohra	Maitre Assistante (A)	Examinatrice
Amara Salah	Maitre Conférences (A)	Encadreur

**Promotion : Septembre – 2019**

عنوان المذكرة : تصميم وحساب منشأة صناعية مزودة برافعة و حاملة ألتقال متحركة و طابق معدني مبلط

المؤطر: اعمارة صالح

الإسم : علي

اللقب : معيز حاج أحمد

الاسم : محمد

اللقب : باحرز

**ملخص:** يتمحور مشروع نهاية المسار الدراسي على التصميم والتحقق من هيكله عناصر منشأة صناعية معدنية و التي تتكون من قاعتين مصممتين بالهيكله المعدنية ، احد القاعات مزود برافعة و حاملة للأثقال متحركة و القاعة الأخرى بها طابق معدني مبلط بالخرسانة المسلحة تقع هته المنشأة الصناعية " قارة الطعام " ببلدية بنورة ولاية غرداية الجزائر . تتكون المنشأة من 9 حوامل مثبتة بأنظمة التثبيت الأفقية والعمودية و مغطاة بغطاء معدني مضاعف محشو على 4 أسقف متناظرة. هذا المشروع سيمر بعدة مراحل، الأولى تعنى بتقييم الاحمال الثابتة و المتغيرة ، دون اهمال تأثيرات القوى الجوية و هذا وفق معايير الحساب الجزائرية (نظام التلوج و الرياح 1999) ، بعد ذلك تصميم و التحقق من مختلف العناصر الأساسية الحاملة و الثانوية المساعدة و أيضا من أنظمة التجميع التي أنجزت بتطابق مع (النظام الأوروبي 03 ) ، وفي نهاية الامر قياس و تصميم الاساسات استنادا للقانون الجزائري (الخرسانة المسلحة للحالات الحدية 1991).

و البرنامج الالي (ROBOT) تم استعماله كوسيلة لمختلف الحسابات الانشائية و المذكرة توجت بخلاصة عامة.  
**كلمات مفتاحية:** هيكله معدنية ، منشأة صناعية ، رافعة و حاملة ألتقال متحركة ، نظام تثبيت المنشآت، البرنامج الألي ROBOT

**Name :** Maiz Hadj Ahmed

**First name :** Ali

**Directed by :** Amara Salah

**Name :** Bahriz

**First name :** Mohamed

**Abstract :** Our final year project consists in a dimensioning and verification of the structural elements of a shed consisting of two steel-framed halls with overhead crane and composite floor located in the "Garret Attaam" industrial zone from the commune of Bounoura, Ghardaia Province. The building is composed of nine portal frames, stabilized by horizontal and vertical bracing and covered by a symmetrical four-sided sandwich panel roof.

The project is developed in several stages; the first consists on the evaluation of the charges and surcharges as well as the effects of the climate actions according to the Algerian code "RNV 99 V2013" Then the dimensioning and the verification of the different secondary and main elements as well as the connections were carried out according to Eurocode 3 .Finally, the study of the Foundations was carried out according to the regulation "BAEL 91", and the software "Robot" was used as design software. The work was completed by a general conclusion.

**Key words :** Steel framework, Hangar, Overhead travelling crane, Bracing, Robot

**Titre du mémoire :** Conception et Dimensionnement d'un Hangar en Charpente Métallique avec Pont Roulant et Plancher Mixte

**Name :** Maiz Hadj Ahmed

**First name :** Ali

**Directed by :** Amara Salah

**Name :** Bahriz

**First name :** Mohamed

**Résumé :** Le projet de fin d'études qui nous a été confié consiste à faire un dimensionnement et vérification des éléments structuraux d'un hangar composé de deux halls en charpente métallique avec pont roulant et plancher mixte situé dans la zone industrielle " Garret Attaam" de la commune de Bounoura, Wilaya de Ghardaia. Le bâtiment est composé de neuf portiques, stabilisé par des contreventements horizontaux et verticaux et couvert par une toiture en panneaux sandwichs à quatre versants symétriques.

Le projet est élaboré en plusieurs étapes ; la première consiste à l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques selon le règlement Algérien « RNV 99 V2013 » Ensuite le dimensionnement et la vérification des différents éléments secondaires et porteurs ainsi que les assemblages ont été effectuées conformément à la réglementation en vigueur Eurocode 3. Enfin l'étude des fondations a été faite selon le règlement « BAEL 91 », et le logiciel "Robot" a été utilisé comme logiciel de calcul. Le mémoire a été achevé par une conclusion générale.

**Mots Clé :** Charpente métallique, Hangar, Pont roulant, Contreventement, Robot

### ***Remerciements :***

Nous remercions tout d'abord ALLAH le tout puissant de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous tenons à remercier également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour nous.

Nos infinis remerciements à notre promoteur Dr AMARA SALAH pour son aide, ses conseils avisés et ses remarques qui nous ont permis de présenter notre travail dans sa meilleure forme.

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

Nos remerciements s'adressent aussi aux membres de jury qui ont accepté de juger notre modeste travail.

Enfin nous tenons à remercier toutes les personnes qui nous ont aidé (Mr Zerouki Youcef ing control CTC Bourouba, Mr Brahimi Brahim Ing Control Dely Brahim, Mr Becheick Lakhdar Directeur Unité CTC Bourouba et Mr Oukaci PDG CTC )

## **DEDICACES**

*Après Avoir Dit ALHAMDOU LILAH ;J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail à mes très chers parents, mon père son excellence Architecte Directeur Général de la Ville au Ministère d'Habitat, et à toi ma mère ,ma reine ,ma source de compassion, Papa et Mama: je suis heureux je vous le dois ,je suis ici c'est grâce à vous, je ne trouve pas les mots pour vous dire merci,je dédie ce modeste travail à mes grands-parents aussi hadj Omar et Hadj Youcef et mama lala et mama hanti, mes chères sœurs Safia Sarah et la princesse 'Ryma' et le prince 'Salim Lounas' sans oublier les perles : Tarek et Fatiha,mes beaux-parents Docteur médecin baamara Mustapha et son épouse ainsi que ma fiancé Dr Maroua. Sans oublier mes amis « Rostom 3adili,yayabella ,halhalou ,Balout ,Yacine,Farouk,Djaber ,Omar Liha liha,Kamel dentiste ,Kacem ma3lih,aissa cheria,hamou chekhar,bachir 9iyada,sidi hakoum,yacine lachkhem »,mon collègue med bahriz,mes chers enseignants et tous les gens qui m'adore*

*Maiz Ali*

## **DEDICACE**

*C'est grâce à Allah, seul, que j'ai pu achever ce travail,  
Je le dédie à :*

*\*Mes très chers parents pour leur soutien et leur aide  
durant toute ma période  
d'étude, dont je leurs doit toute ma reconnaissance et  
mon respect.*

*\*A tous les membres de ma famille.*

*\*Mes chers amis et tous ceux qui m'ont aidés.*

*\*Mon binôme qui a contribué à la réalisation de ce  
modeste travail.*

*\*A Tous mes enseignants.*

*\*A toute la promotion de génie civil 2019 et plus  
particulièrement la promotion de la construction  
métallique chacun par son nom, avec qui  
nous avons partagé nos meilleurs moments.*

*BAHRIZ Mohamed*

## Liste de Notations

---

$A$  : Section brute d'une pièce ( $cm^2$ )

$A_v$  : Aire de cisaillement ( $cm^2$ )

$A_w$  : Section de l'âme d'une pièce ( $cm^2$ )

$A_s$  : Section résistante de la tige d'un boulon en fond de filet ( $cm^2$ )

$I_t$  : Moment d'inertie de torsion ( $cm^4$ )

$I_w$  : Facteur de gauchissement d'une section ( $cm^4$ )

$I_y$  : Moment d'inertie de flexion maximal ( $cm^4$ )

$I_z$  : Moment d'inertie de flexion minimal ( $cm^4$ )

$W_{el}$  : Module de résistance élastique ( $cm^3$ )

$W_{pl}$  : Module de résistance plastique ( $cm^3$ )

$a$  : Épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure ( $mm$ )

$b$  : Largeur d'une semelle de poutre ( $cm$ )

$d_0$  : Diamètre nominal des tiges des boulons ( $cm$ )

$N_R$  : Effort normal résistant ( $KN$ )

$N_{pl}$  : Effort normal de plastification ( $KN$ )

$N_u$  : Effort normal ultime ( $KN$ )

$V$  : Effort tranchant sollicitant ( $KN$ )

$V_{pl}$  : Effort tranchant de plastification ( $KN$ )

$f$  : Flèche d'une poutre ( $cm$ )

$f_u$  : Contrainte de rupture d'une pièce ( $MPa$ )

$f_{ub}$  : Contrainte de rupture d'un boulon ( $MPa$ )

## Liste de Notations

---

$f_y$  : Contrainte limite d'élasticité d'un acier ( $MPa$ )

$f_{red}$  : Contrainte limite d'élasticité réduite pour l'aire de cisaillement ( $KN$ )

$\sigma$  : Contrainte normale ( $MPa$ )

$\tau$  : Contrainte tangentielle ou de cisaillement ( $KN$ )

$\beta_M$  : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)

$\beta_w$  : Facteur de corrélation (soudures)

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

$\bar{\lambda}$  : Élancement réduit

$\bar{\lambda}_{LT}$  : Élancement de déversement Sans unité

$\mu$  : Coefficient de frottement entre 2 pièces en contact

$h$  : Hauteur d'une pièce en général ( $mm, cm$ )

$i$  : Rayon de giration d'une section ( $mm, cm$ )

$l$  : Longueur en général ou portée d'une poutre ( $mm, cm, m$ )

$l_d$  : Longueur de déversement d'une poutre ( $mm, cm, m$ )

$l_k$  : Longueur de flambement d'une poutre ( $mm, cm, m$ )

$R$  : Rigidité d'une barre ( $cm^3$ )

$t$  : Épaisseur d'une pièce ou d'une tôle ( $mm, cm$ )

$t_f$  : Épaisseur d'une semelle de poutre ( $mm, cm$ )

$t_w$  : Épaisseur d'une âme de poutre ( $mm, cm$ )

$v_s$  : Distance de la fibre extrême supérieure à l'axe neutre d'une section ( $mm, cm$ )

$v_i$  : Distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section ( $mm, cm$ )

## Liste de Notations

---

$\gamma_{M_0}$  : Coefficient partiel de sécurité.

$B$ : Poids totale du pont à vide

$N$  : Force minimale de levage

$K$  : Poids de chariot

$\psi_1$ : Coefficient de majoration dynamique des réactions

$\psi_2$ : Coefficient de majoration dynamique des réactions

$\gamma_G$ : Coefficient partiel de sécurité.

$\gamma_Q$ : Coefficient partiel de sécurité.

$C_t$  : Coefficient de topographie

$C_r$  : Coefficient de rugosité

$C_p$  : Coefficient de pression

$G$ : Charge d'exploitation

$R$  : Coefficient de comportement de la structure

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

$\sigma_a$  Contrainte de l'acier

$\sigma_b$  Contrainte du béton

$\xi$  Pourcentage d'amortissement critique

$\Delta$  Déplacement relatif du niveau "  $k$  " par rapport au niveau "  $k-1$  "  $\mu$

# TABLE DE MATIERE

---

<b>Chapitre I : Présentation du projet</b> .....	
Introduction .....	02
I-1 Implantation et dimensions géométriques du projet .....	02
I-1-1 Implantation du projet.....	02
I-1-2 dimensions géométriques.....	02
I-2 Règlements et Matériaux utilisés.....	02
I-2-1 Règlements utilisés.....	02
I-2-2 Matériaux utilisés.....	03
I-3 Organes d'assemblages .....	04
I-3-1 Pont roulant.....	04
I-3-2 Étude de sol.....	05
I-3-3 Ossature et stabilité de la structure .....	05
I-3-4 Plancher .....	05
I-4 Logiciel utilisés .....	05
<b>Chapitre II : Etude Climatique</b>	
II-1 Introduction.....	07
II-2 Etude au Vent .....	07
II-2-1 Détermination des différents paramètres ou coefficients de calcul.....	07
II-3 Calcul de la Pression.....	07
II-3-1 Coefficient de Rugosité.....	07
II-3-2 Pressions Dynamiques ( $q_{dyn}$ ).....	08
II-3-3 Coefficient Dynamique ( $C_d$ ) .....	08
II-3-4 Coefficient d'Exposition ( $C_e$ ) .....	09
II-3-5 Détermination des Coefficients de Pression.....	09
II-3-5-1 : Direction Perpendiculaire au Pignon : $V_1$ .....	09
II-3-5-2 Direction Perpendiculaire au long Pan : ( $V_2$ ).....	14
II-4 Récapitulation des Cas les Plus Défavorables .....	18
II-5 Calcul de la Force de Frottement .....	19
II-6 Action d'Ensemble .....	20
II-7 Charge du Sable .....	22
II-7-1 Action de la charge du sable .....	22
<b>Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaires</b> .....	
III -1 Pannes de toiture .....	23
III -1.1 Dimensionnement préliminaire des pannes .....	23
III -1.2 Évaluation des charges et surcharges .....	24
III-1.3 Combinaisons de Charges .....	25
III-1.4 Pré dimensionnement .....	26
III-1.5 dimensionnement final des pannes .....	27
III-1.6 Vérification de la résistance des pannes .....	29
III-2 Lisses de Bardages.....	33
III-2-1 Lisses de Bardage en Long Pan.....	33
III-2-1-1 Évaluation des Charges .....	33
III.2.1.2 Combinaisons de Charges .....	33
III.2.1.3 Pré Dimensionnement .....	34
III-2-1-4 Vérification de la Résistance de la Section à « ELU » .....	35
III.2.1.5 Vérification au Déversement .....	36
III-2-2 Lisses de Bardage en Pignon .....	37
III-2-2-1 Évaluation des Charges .....	37
III.2.2.2 Combinaisons de Charges .....	38
III.2.2.3 Pré Dimensionnement .....	38

## TABLE DE MATIERE

---

III.2.2.4 Vérification de la Résistance de la Section à « ELU » .....	40
III.2.2.5 Vérification de la Flèche .....	42
III.2.1.5 Vérification au Déversement .....	42
III-3 Les Potelets .....	44
III-3-1 Dimensionnement des Potelets .....	44
III-3-2 Détermination de la Section du Potelet (Calcul à L'ELS) .....	44
III-3-3 Évaluation des Charges.....	45
III-3-4 Vérification à la Flexion Composée.....	45
III.3.4.1 Vérification de l'Effort Axial.....	45
III.3.4.2 Vérification de l'Effort Tranchant .....	46
III-3-4-3 Vérification de la Stabilité au Flambement Flexion.....	46
Conclusion.....	50

### Chapitre IV : Plancher Mixte

#### IV-1

Introduction.....	51
IV-2 Caractéristique des éléments constructifs .....	52
IV-3 Méthode de calcul .....	52
IV-4 Vérification des solives au stade de montage .....	53
IV-5 Vérification des solives en phase finale .....	54
IV-5-1 Évaluation des charges.....	54
IV-5-2 Combinaison des charges .....	55
IV-5-3 Calcul de largeur efficace du béton.....	55
IV-5-4 La position de l'axe neutre .....	55
IV-5-5 Position de l'axe neutre plastique .....	55
IV-5-6 Le moment d'inertie de la section mixte .....	56
IV-5-8 Contrainte de flexion simple.....	56
IV-5-8-1 Contrainte dans la poutre d'acier.....	56
IV-5-8-2 Contrainte dans la dalle en béton .....	57
IV-5-9 Vérification de la flèche .....	57
IV-5-10 Vérifications à la résistance.....	58
IV-5-10-1 Vérification au moment fléchissant:(résistance).....	58
IV-5-10-2 Vérification au l'effort tranchant : (cisaillement).....	58
IV-5-11 Contraintes additionnelles de retrait.....	58
IV-5-11-1 Dans l'acier.....	59
IV-5-11-2 Dans le béton.....	59
IV-5-12 Contraintes finales.....	59
IV-5-12-1 Dans l'acier.....	59
IV-5-12-2 Dans le béton.....	59
IV-6 Calcul de la poutre principale .....	60
IV-6-1 Caractéristiques du plancher.....	60
IV-6-2 Vérification de la flèche.....	60
IV-6-3 Pré dimensionnement.....	61
IV-6-4 Vérifications de la résistance.....	61
IV-6-4-1 Vérification au moment de flexion .....	61
IV-6-4-2 Vérification au Cisaillement.....	62
IV-7 Calcul de la poutre secondaire.....	62
IV-7-1 Caractéristiques de la poutre secondaire.....	62
IV-7-2 Pré dimensionnement.....	63
IV-7-3 Vérifications de la résistance.....	63
IV-7-3-1 Détermination de la classe de la section.....	63
IV-7-3-2 Vérification au moment.....	63

## TABLE DE MATIERE

---

IV-7-3-3 Vérification au Cisaillement.....	64
IV-8 Calcul et dimensionnement des connecteurs.....	64
IV-8-1 Calcul des connecteurs.....	64
IV-8-2 Capacité de déformation des connecteurs.....	65
IV-8-3 Effort de cisaillement longitudinal.....	65
IV-8-4 Résistance de calcul des connecteurs .....	65
IV-8-5 Calcul des goujons.....	66
IV-8-5-1 Calcul de nombre de goujon.....	66
IV-8-6 Vérification des soudures .....	66
IV-9 Ferrailage de la dalle du plancher .....	67
IV-9-1 Combinaisons d'actions .....	67
IV-9-2 Moment en travée et en appuis .....	67
IV-9-3 Calcul des armatures en travée .....	67
IV-9-3-1 Les armatures de répartition .....	68
IV-9-3-2 Condition de non fragilité .....	68
IV-9-4 Calcul des armatures en appuis .....	68
IV-9-4-1 Espacement des barres .....	68
IV-9-5 Vérification de l'effort tranchant .....	68
IV-9-6 Conclusion .....	68
IV-10 Escalier.....	69
IV-10-1 Dimensionnement de cornière de support (Cornière de marche.....	70
IV-10-1-1 Évaluations des charges .....	70
IV-10-1-1-1 Détermination de la section de la cornière .....	70
IV-10-1-1-2 Combinaison des charges .....	70
IV-10-2 Évaluations des charges .....	71
IV-10-3 Vérification de la flèche:(ELS).....	71
IV-10-4 Vérification à la résistance : (ELU).....	72
IV-10-5 Dimensionnement de limon .....	72
IV-10-6 Évaluation des charges.....	73
IV-10-6-1 Sur le volée.....	73
IV-10-6-2 Sur le palier.....	73
IV-10-7 Combinaison des charges .....	73
IV-10-7-1 Sur le volée.....	73
IV-10-7-2 Sur le palier.....	74
IV-10-8 Vérification de la flèche:(ELS).....	74
IV-10-8-1 Vérification à la résistance : (ELU).....	74
IV-10-8-2 Vérification à l'effort tranchant .....	75
IV-10-9 Calcul de la poutre palière.....	75
IV-10-9-1 Calcul de la flèche (ELS).....	75
IV-10-9-2 Vérification à la résistance : (ELU).....	76
IV-10-9-3 Vérification à l'effort tranchant .....	76
IV-11 Conclusion .....	75

## Chapitre V : Chemin de roulement

V-1 Introduction.....	77
V-2 Caractéristiques de Pont Roulant .....	77
V-3 Pré Dimensionnement de la Poutre de Roulement .....	80
V-3-1 Détermination des Efforts dans les Poutres de Roulement .....	81
V-4- Calcul des Contraintes dans les Sections les Plus Sollicitées.....	85
V-4-1 Contraintes Normales .....	85
V-4-2 Contraintes Tangentielles.....	86
V-5 Vérification de la Poutre de Roulement.....	89
V-5-1 Vérification à la Résistance.....	89

## TABLE DE MATIERE

---

V-5-2 Vérification au Voilement.....	91
V-5-3 Vérification à la Flèche.....	91
V-5-3-1 Flèche Verticale .....	91
V-5-3-2 Flèche Horizontale .....	92
V-5-4 Vérification à la Fatigue.....	92
V-5-4-1 Sous Contrainte Normales.....	92
V-5-4-2 Sous Contrainte Tangentielle.....	92
V-5-4-3 Sous Contrainte Equivalente.....	92
V-6 Calcul du Support du Chemin de Roulement.....	93
V-6-1 Charges Verticales.....	93
V.6.1.1 Charge Verticale Non Pondérée.....	93
V-6-2 Charge Verticale Pondérée.....	94
V-6-3 Dimensionnement du Support du Chemin de Roulement.....	94
V-6-4 Vérification à l'effort Tranchant.....	94
V-6-5 Vérification de la Flèche.....	95

### **Chapitre VI : Contreventements et stabilités.....**

VI-1 Introduction.....	96
VI-2 Contreventements de Toiture (Poutre au Vent).....	96
VI-3 Calcul de La Poutre au Vent en Pignon.....	96
VI-3-1 Évaluation des Efforts dans La Poutre au Vent.....	96
VI-3-1-1 Évaluation des Efforts Horizontaux.....	97
VI-3-1-2 Calcul des Réactions $R_A, R_B$ :.....	98
VI-4 Vérification des Montants de la Poutre au Vent.....	99
VI-4-1 Vérification de la Panne Montante.....	99
VI-4-1-1 Vérification à la Résistance.....	99
VI.4.1.2 Vérification de la Panne Montante au Déversement.....	100
VI-4-2 Vérification de la Panne Sablière.....	108
VI.4.2.1 Vérification a la Résistance.....	109
VI-5 Contreventement vertical du long-pan .....	110
VI.5.1 Détermination des efforts.....	111
VI-5-2 Poutre Sablière du Côté du Pont Roulant .....	113
VI-5-3 Poutre Montante du Palée de Stabilité.....	115
VI.5.3.1 Pré Dimensionnement de la Poutre.....	115
VI-6 Conclusion .....	117

### **Chapitre VII : Etude des Portiques**

Introduction.....	118
VII - 1 Vérification des poteaux (hangar).....	118
VII-1-1 Les combinaisons utilisé les plus défavorables .....	118
VII-1-2 Vérification de l'effort tranchant .....	118
VII-1-3 Vérification au moment fléchissant .....	118
VII-1-4 Vérification à l'effort normal .....	118
VII-1-5 Vérification de l'élément aux instabilités .....	119
VII-1-6 l'analyse par ROBOT .....	120
VII -2- Vérifications des traverses .....	122
VII -2-1 Charges agissants sur la traverse .....	122
VII-2-2 Les combinaisons utilisé les plus défavorables .....	122
VII-3-3 l'analyse par ROBOT .....	124

## TABLE DE MATIERE

---

### **Chapitre VIII : Etude D'assemblages**

VIII - 1 Assemblage poteau _ traverse .....	127
VIII – 1-1 efforts intervenant .....	127
VIII-1-2 Détermination des efforts dans les boulons .....	127
VIII-1-3 Dimensionnement des boulons .....	128
VIII-1-4 Vérification Résistance d'un boulon a l'interaction cisaillement-traction .....	128
VIII-1-5 l'analyse par ROBOT .....	129
VIII - 2 Assemblage traverse _ traverse .....	138
VIII – 2-1 efforts intervenant .....	138
VIII - 3 Assemblage des éléments de la Poutre au vent .....	145
VIII – 3-1 efforts intervenant .....	145
VIII-3-2 l'analyse par ROBOT .....	145
VIII - 3 - 3 Assemblage de la diagonale sur le gousset .....	146
VIII - 4 Assemblage poteau- poutre sablière .....	152
VIII - 4 - 1 - Assemblage platine – poteau .....	152
VIII - 4 - 2 Assemblage platine – poutre sablière .....	152
VIII-4-3 l'analyse par ROBOT .....	152
VIII - 5 Assemblage poteau _ poutre plancher mixte.....	157
VIII - 6- Calcul des pieds de poteaux encastré de le hangar .....	161
VII-6-1 Introduction .....	161
VIII - 7 - Calcul des pieds de poteaux articulé des potelets .....	167

### **Chapitre IX : Calcul des fondations**

IX-1 Introduction .....	173
IX-2 Les Pieds des Poteaux .....	173
IX-3 Calcul des Fondation : .....	174
IX-3-1 Charge à Prendre en Considération.....	174
IX-3-2 Dimensionnement de la Semelle.....	175
IX-3-3 Vérification de la Stabilité au Renversement .....	175
IX-3-4 Calcul du Ferrailage.....	175
IX-3-5 Détermination de la Hauteur du Patin 'e' .....	176
IX-4 Fondation sous potelet .....	177
IX-4-1 Calcul des Armatures .....	178

### **Conclusion Générale**

### **Bibliographie**

### **Annexes**

## Liste des Figures

---

Figure I-1 Composition du plancher mixte.....	5
Figure II-1 : Répartition de la pression dynamique.....	7
Figure II-2: les directions principales du vent.....	8
Figure II-3 : Valeurs de $C_d$ pour les structures métalliques (Chapitre 3 figure 3.2. [1] ).....	8
Figure II-4: $C_{pe,10}$ correspondant à chaque zone de parois verticales sens $V_1$ .....	9
Figure II-5 : Valeurs de $C_{pe}$ pour la toiture sens $V_1$ .....	10
Figure II-6: Schémas des pressions sur les parois verticales et la toiture dans le sens $V_1$ .....	12
Figure II-7 : Schémas des pressions sur les parois verticales et la toiture dans le sens $V_1$ .....	13
Figure II- 8: $C_{pe,10}$ correspondant à chaque zone de parois verticales dans le sens $V_2$ .....	14
Figure II-9 : Valeurs de $C_{pe}$ , pour la toiture.....	15
Figure II-10 : les schémas des pressions sur les parois verticales et la toiture dans le sens $V_2$ ..	16
Figure II-11 : Schémas des pressions sur les parois verticales et la toiture dans le sens $V_2$ ....	17
Figure II-12: Force résultante $R$ .....	20
Figure III-1 : Disposition des pannes de toiture sur les versants .....	23
Figure III-2 : Schéma statique de panne sous charge uniformément répartie .....	24
Figure III-3 : Schéma statique des surcharges d'entretien $P$ sur les pannes.....	24
Figure III-4 Schéma statique de la surcharge du vent $W$ sur les pannes de toitures.....	25
Figure III-5 charge uniformément répartie sur une panne isostatique au plan Z-Z.....	28
Figure III-6 charge uniformément répartie sur une panne isostatique au plan Y-Y.....	28
Figure III-7 disposition de l'échantignolle.....	31
Figure III-8 : Disposition des lisses sur le poteau.....	34
Figure III-9 : La flèche maximale suivant l'axe $zz'$ .....	34
Figure III-10 : Disposition de la lisse sur le poteau.....	38
Figure III-11 : La flèche maximale suivant l'axe $zz'$ .....	39
Figure III-12 : Disposition de lisses avec suspentes.....	40
Figure III-13 : Section composée de la lisse haute.....	42
Figure III-14 disposition des potelets.....	44
Figure IV -1 : Schéma de la portée supportant les plancher.....	51
Figure IV -2 : Largeur de la dalle effective.....	55
Figure IV -3 : position de l'axe neutre plastique qui passe par la dalle.....	56
Figure IV -4 : Diagramme des contraintes de flexion dues aux charges extérieures.....	57
Figure IV -5: Diagramme des contraintes finales.....	60
Figure IV -6 : Schéma statique de la poutre.....	60
Figure IV -7 : Schéma statique de la poutre secondaire.....	62
Figure IV -8 : Caractéristique des connecteurs.....	64
Figure IV -9 : Présentation en plan de l'escalier.....	69
Figure IV -10 : Les constituants de marche.....	70
Figure IV -11 : Section composée des 2 cornières et la tôle.....	71
Figure IV -12 : La distribution des charges sur un limon.....	72
Figure IV -13 : Schémas statique représentant les charges sur le limon.....	74
Figure IV -14 : Schéma statique de la poutre palière.....	75
Figure V-1 : Schéma 3D du pont roulant.....	77
Figure V-2 : Schéma 2D du pont roulant.....	78
Figure V-3 : les caractéristiques géométriques du rail de pont.....	82
Figure V-4 : Position des forces verticales et horizontales des galets du pont sur la poutre de roulement.....	83
Figure V-5 : Forces horizontales et verticales appliquées sur la poutre de roulement.....	84
Figure V-6 : Schéma de la-poutre de freinage.....	87
Figure VI-1 : schéma statique de la poutre au vent en pignon.....	96

## Liste des Figures

---

Figure VI-2 : Disposition des efforts sur la poutre au vent.....	97
Figure VI-3 : Schéma statique de la poutre sablière.....	105
Figure VI-4 : palée de stabilité en long pan.....	111
Figure VI-5 : les réactions dans la palée de stabilité de rive en long pan.....	111
Figure VII-1 poteau le plus sollicité poteau N°163 HEA 280.....	121
Figure VII- 2 : traverses les plus sollicitées n 204 et n 56.....	123
Figure VIII-1 : vue 3D d'Assemblage poteau traverse.....	127
Figure VIII-2 : schéma d'assemblage poteau traverse.....	129
Figure VIII-3 : schéma d'assemblage traverse traverse.....	138
Figure VIII-4 : Vue en 3D d'assemblage traverse traverse.....	145
Figure VIII-5 : Vue d'assemblage des diagonales sur la gousset poutre au vent.....	146
Figure VIII-6 : schéma d'assemblage du pied de poteau de le hangar .....	161
Figure VIII-7 : une vue de 3D d'assemblage du pied de poteau de le hangar.....	167
Figure VIII-8 : schéma d'assemblage du pied de poteau du potelet.....	168
Figure VIII-9 : Vue en 3D d'assemblage du pied de poteau du potelet .....	172
Figure IX-1 : Vue en 3D de la jonction poteau-fondation.....	173
Figure IX-2 : schéma de jonction poteau-fondation.....	174
Figure IX-3 : Ferrailage des semelles isolées.....	176
Figure IX-4 : Vue en 3D de la jonction potelet-fondation.....	177
Figure IX-5 : schéma de jonction potelet-fondation.....	177
Figure IX-6 : Schéma de ferrailage de la semelle de potelet.....	178

## Listes des Tableaux

---

Tableau II-1: Résultats de $C_{pe}$ interpolés entre $5^\circ$ et $15^\circ$ .....	10
Tableau II-2: Valeurs des pressions $q_j$ sur les parois verticales dans le sens $V_1$ .....	12
Tableau II-3: Valeurs des pressions $q_j$ sur la toiture pour le sens $V_1$ .....	12
Tableau II-4: Valeurs des pressions $q_j$ sur les parois verticales pour le sens $V_1$ .....	13
Tableau II-5: Valeurs des pressions $q_j$ sur la toiture pour le sens $V_1$ .....	13
Tableau II-6 : les résultats de $C_{pe}$ interpolé entre $5^\circ$ et $15^\circ$ .....	15
Tableau II-7: Valeurs des pressions $q_j$ sur les parois verticales et la toiture pour le sens $V_2$ .....	16
Tableau II-8: les Valeurs des pressions $q_j$ sur les parois verticales et la toiture pour le sens $V_2$ .....	17
Tableau II-9 : récapitulation des valeurs de la pression maximale pour les deux cas de surpression et de dépression intérieure.....	18
Tableau II-10: récapitulation des valeurs de la pression maximale pour les deux cas de surpression et de dépression intérieure.....	18
Tableau II-11 : Valeurs des forces horizontales et verticales dans le sens $V_1$ .....	21
Tableau II-13 : Valeurs des forces horizontales et verticales dans le sens $V_2$ .....	22
Tableau II-14: Charges de sable correspondant à la zone considérée.....	22
Tableau III-1 Caractéristiques géométriques de l'IPE 160.....	26
Tableau III-2 Caractéristiques géométriques de l'IPE 180.....	31
Tableau III-3 : Caractéristiques du profilé UAP 150.....	35
Tableau IV-1 Caractéristiques géométriques de l'IPE 160.....	53
Tableau V-1 : Caractéristiques géométriques du pont roulant.....	78
Tableau V-2 : Caractéristiques mécaniques du pont roulant.....	78
Tableau V-3 : Les coefficients et classement de pont roulant.....	78
Tableau V-4 : Les réactions Maximales et Minimales.....	79
Tableau VI-1 : Résultats des efforts horizontaux $F_i$ .....	97
Tableau VI-2 : les coefficients de flambement correspondant à la section IPE 180.....	101
Tableau VI-3 : les coefficients de flambement correspondant à la section IPE 120.....	115
Tableau VI-4 : les coefficients de flambement correspondant à la section IPE 120.....	116
Tableau IX-1 : Récapitulatif des Charges.....	174

## **Introduction Générale :**

Ce projet est une étude et dimensionnement d'un hangar industriel avec pont roulant et plancher mixte ; implanté dans la zone industriel de la wilaya de Ghardaïa et avec une longueur de 48 m contenant 9 portique et une largeur de 40 m .La structure a été conçue sous forme de deux hangars, un de ces deux destinés à un espace de charge et décharge de marchandise par un pont roulant et l'autre hangar contient une aire de stockage et bureaux .Le projet est élaboré par plusieurs étapes commençant par une présentation détaillée du projet : une étude de l'influence du vent et du sable (étude climatique) et aussi du frottement, selon, « RNV99 » , une étude des éléments secondaires et porteurs de la charpente métallique dépendant de leurs résistances selon « l'Eurocode 03 » ,une étude de plancher mixte ,une étude de cheminement du pont roulant , le calcul des éléments porteurs pour assurer la stabilité en utilisant le logiciel « ROBOT ANALYSIS STRUTURE » ,une étude des portiques (les multi poteaux et traverses dans notre hangar) ,une étude des assemblages des éléments secondaires et porteurs de la structure, et finalement l'etude de l'infrastructure de notre projet.

---

# Chapitre I : Présentation du projet

## Introduction

Notre ouvrage à étudier est un hangar à quatre versants de forme rectangulaire, avec pont roulant et plancher mixte Acier-Béton à usage industriel, dont lequel une aire de stockage et bureaux ainsi qu'un cheminement de charge et décharge de marchandise par un pont roulant.

## I-1 Implantation et dimensions géométriques du projet

### I-1-1 Implantation du projet :

Le projet sera implanté à la zone industrielle bounoura lieu-dit Garret Attaam, commune bounoura wilaya de Ghardaïa, 600 km au sud de la capitale Alger et classé selon le RPA 99 version 2003 comme zone 0 de négligeable sismicité.

### I-1-2 dimensions géométriques :

Longueur : 48 mètres

Largeur : 40 mètres

Hauteur totale : 9.70 mètres

Hauteur des poteaux : 8.00 mètres

Longueur de plancher : 12.00 mètres

Largeur de plancher : 10.00 mètres

Hauteur de l'étage courant : 3.06m

2 Porte de 5 \* 4 m

2 Partielle 6 \* 5 m

## I-2 Règlements et Matériaux utilisés

### I-2-1 Règlements utilisés :

1. DTR C 2-47 Règlement Neige et Vent : l'étude climatique selon le règlement neige et vent Algérien RNV 2013
2. DTR BC 2-44 Règles de conception et de calcul des structures en aciers (CCM97)
3. Eurocodes 03 et 04 : l'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se feront selon l'Eurocode 3 et à Eurocode 4.

4. D.T.R-B.C-22: charges permanentes et surcharges d'exploitations.
5. DTR BC 2\_.331 Règles de calcul des fondations superficielles
6. DTR BC 2-48 Règles Parasismique Algériennes RPA 99/version 2003.

## I-2-2 Matériaux utilisés :

### a) L'acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et de carbone, l'acier a deux caractéristiques essentielles sont :

#### ✓ Résistance

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le Règlement (Eurocode 03).

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S 235 (E24).

#### ✓ Ductilité

L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :

- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ( $\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$ ).
- A la rupture l'allongement relatif ultime  $\epsilon_u$  doit être supérieure ou égal à 15%.

#### ○ Propriétés mécaniques

- Masse volumique :  $\rho = 7850 \text{Kg} / \text{m}^3$ .
- Module d'élasticité longitudinal :  $E = 210000 \text{MPa}$ .
- Module d'élasticité transversale  $G = E / 2 ( 1 + \nu ) = 0.8 \times 10^5 \text{MPa}$
- Coefficient de Poisson :  $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation thermique :  $\alpha = 12.10^{-6} / ^\circ\text{C}$

### b) Le béton

Le béton est un matériau composé de granulats, de sable, ciment ; d'eau et éventuellement d'adjuvant pour en modifier les propriétés.

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

#### ➤ Propriétés du béton

Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

- Une résistance à la compression à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ .
- La résistance à la traction à 28 jours :  $f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$ .
- Le poids spécifique :  $\rho = 25 \text{KN} / \text{m}^3$
- Coefficient de retrait :  $\epsilon = - 4.10^{-4}$

## État limite Ultime (ELU) :

Les états limites ultimes sont attachée à la ruine de la structure ou l'une de ses parties.

## État Limite de Service (E.L.S.) :

Les états limites de service correspondent au dépassement des critères données comme suites :

- Les déformations et les flèches affectant l'aspect ou l'exploitation de la Construction, ou provoquant des dommages à des éléments non structuraux
- Les vibrations incommodes des occupants, endommageant le bâtiment où son contenu.

### **Les Actions agissent sur les Structures :**

**a) Actions Permanentes (G) :** dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que :

- Poids propre de la structure
- Poussée des terres et liquides

**b) Actions variables (Q) :** dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps tel que :

- Charges d'exploitation
- Charges climatiques : neige S (on n'a pas cette action dans notre étude), vent W
- Charges dues à l'effet de température (T)
- Charges appliquées en cours d'exécution.

### **c) Actions Accidentelles**

Ce sont des actions qui ne surviennent que rarement durant la vie de l'ouvrage mais dont les conséquences peuvent être très néfastes, si des dispositions ne sont pas prises lors de la conception et de la réalisation de l'ouvrage. Parmi ces actions, on peut répertorier :

- l'action sismique notée E (on n'a pas cette action dans notre étude)
- le choc, l'incendie, l'explosion, etc....

## **I-3 Organes d'assemblages**

### **I-3-1 Pont roulant :**

On utilise dans ce projet pont roulant bipoutres à utilisation régulière en service intermittent avec soulèvement de charge variant de zéro à la charge nominale (group II)

- Capacité de charge maximale  $Q = 15$  tonnes.
- Portée de pont  $L_p = 20$ m.
- Distance de l'approche minimal  $a = 1.20$ m.
- Poids du pont roulant.
- L'empâtement  $e = 3$ m.
- Vitesse de translation maximale 60 m/min.
- Vitesse de direction max 30 m/min.
- Vitesse de levage max 5 m/min.

### **I-3-2 Étude de sol :**

Selon le rapport du sol préparé par le LTPS (laboratoire Travaux Public de Sud )

- La contrainte admissible du sol :  $\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$
- Un système de fondation en semelles superficielle à une profondeur d'ancrage de 1.50 mètres.
- aucune agressivité n'est enregistré, le sol chimiquement ne contient pas de sulfates

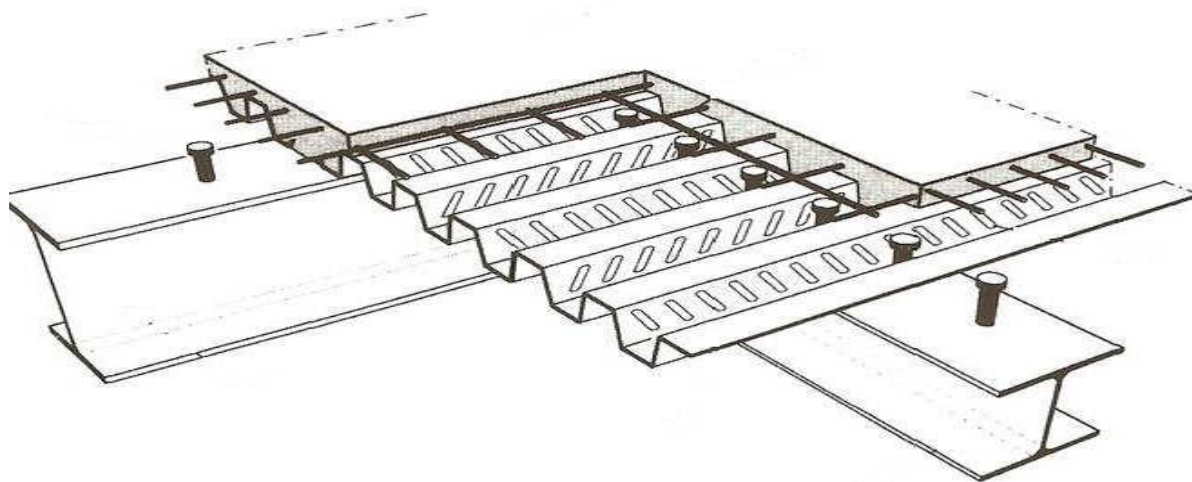
### **I-3-3 Ossature et stabilité de la structure :**

L'ouvrage contient neuf portiques à deux travées. Ces portiques assurent la stabilité transversale de l'ossature. La stabilité longitudinale est assurée par des Palées de stabilités ,poutre sabliere et poutre au vent .

### **I-3-4 Plancher :**

Le plancher de la structure constitués des solives poutrelles , poutres principales et poutres secondaires en profils laminé a chaud type IPE , au dessus de la on a un Coffrage predu en tôle nervurée type TN40 ,des armatures et une dalle en béton armé.

La Figure I-1 montre une coupe laquel on peut voir la composition du plancher mixte.



**Figure I-1 :** Composition du plancher mixte.

### **I-4 Logiciel utilisé :**

On a utilise le logiciel Robot 2018 pour la modélisation de la structure.

## Chapitre II : Etude Climatique

### Introduction

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales. Parmi les actions horizontales on peut citer celle du vent. L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant. Par conséquent, le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différents parois de la construction.

Le calcul des actions dues au vent sera entamé selon le règlement Algérien Neige et Vent (RNVA99). En effet, ce document technique règlementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties.

### II- Etude au vent :

#### II-2-1 Détermination des différents paramètres ou coefficients de calcul

##### a) Effet de la region:

Selon le RNVA 99, notre projet est situé dans la commune (GARET ETTAM) de la wilaya de Ghardaïa qui est classée en zone II. Par conséquent, selon le (tableau 2-3 du RNVA99), la pression de référence est la suivante :  $q_{réf} = 470 \text{ N/m}^2$ .

##### b) Catégorie du terrain :

Zone industrielle :  $K_t = 0.22 / Z_o = 0.3\text{m} / Z_{min} = 8 \text{ m} / \varepsilon = 0.37$  (tableau 2-4, chapitre II RNVA99).

##### c) Coefficient topographique :

Site plat :  $C_t = 1$ . (Tableau 2-5, chapitre II RNVA99).

### II-3 Calcul de la pression

D'après le règlement, les pressions  $q_j$  sont calculées par la formule (II-1) suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad (\text{II-1})$$

#### II-3-1 Coefficient de rugosité

Le coefficient de rugosité peut être calculé par la formule (II-2) ci-dessous :

$$C_r(Z) = K_t \times \text{Ln} \left( \frac{Z}{Z_o} \right) \quad (\text{II-2})$$

##### a) Paroi verticale : (bardage)

$$Z = 8 \text{ m} \leq Z_{min} = 8 \text{ m}$$

$$C_r(Z) = K_t \times \text{Ln} \left( \frac{Z}{Z_o} \right) = 0.22 \times \text{Ln} \left( \frac{8}{0.3} \right) = \mathbf{0.722}$$

**b) Toiture :**

$$Z = 9.7 \text{ m} \geq Z_{\min} = 8 \text{ m}$$

$$C_r(Z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.22 \times \ln\left(\frac{9.7}{0.3}\right) = \mathbf{0.764}$$

**II-3-2 Pressions dynamiques ( $q_{\text{dyn}}$ )**

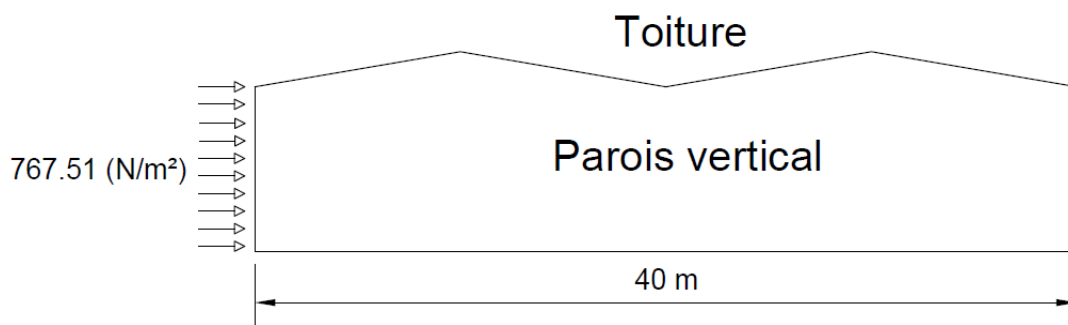
La formule (II-3) donne la relation de calcul de la pression dynamique :

$$q_{\text{dyn}}(z_j) = q_{\text{réf}} \times C_e(z_j) \text{ (N/m}^2\text{)} \quad (\text{II-3})$$

$$q_{\text{dyn}} \text{ (parois verticale)} : q_{\text{réf}} \times C_e \text{ (Paroi Verticale)} = 470 \times 1.633 = \mathbf{767.51 \text{ (N/m}^2\text{)}}$$

$$q_{\text{dyn}} \text{ (Toiture)} = q_{\text{réf}} \times C_e \text{ (toiture)} = 470 \times 1.76 = \mathbf{827.2 \text{ (N/m}^2\text{)}}$$

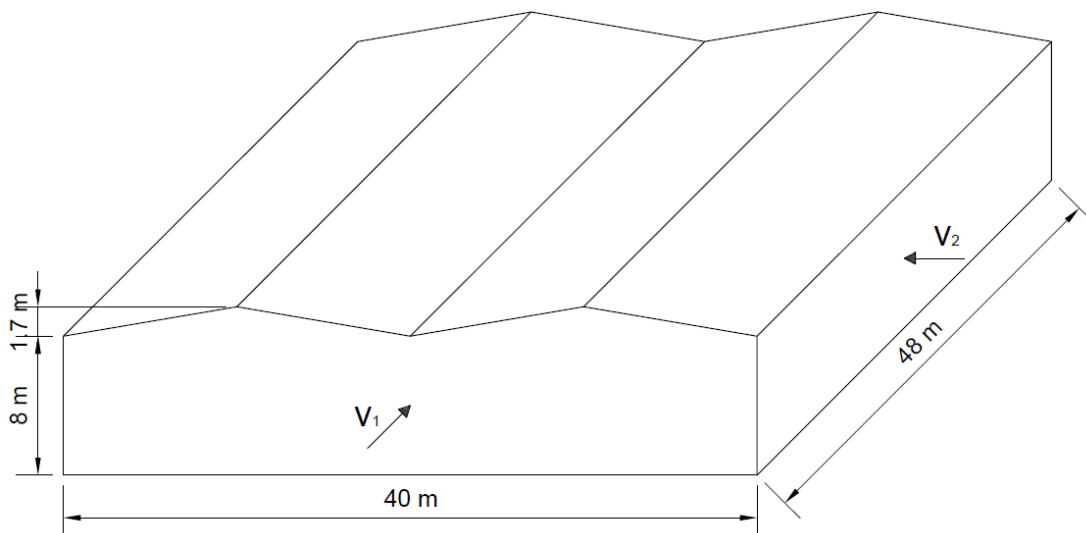
La figure II-1 présente la répartition de la pression dynamique sur les parois.



**Figure II-1 :** Répartition de la pression dynamique

**II-3-3 Coefficient dynamique ( $C_d$ ) :**

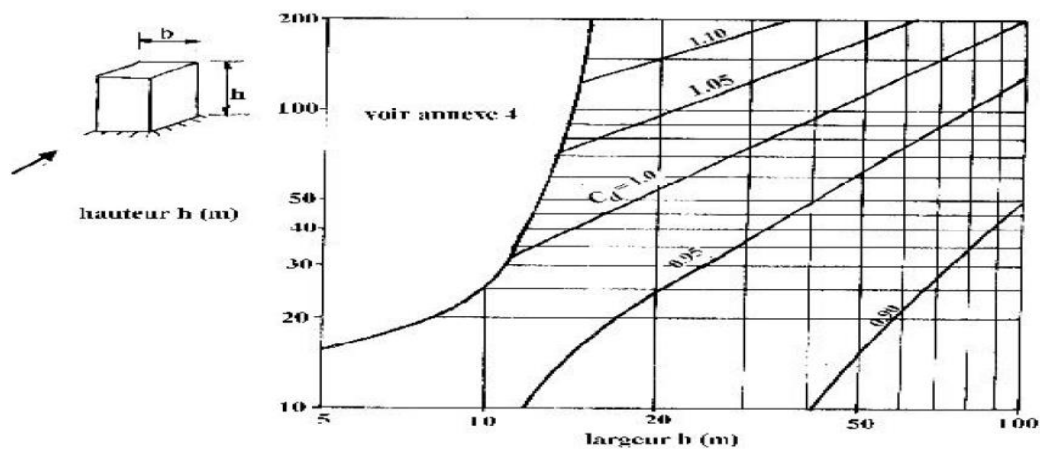
La figure II-2 montre les directions principales du vent à considérer dans nos calculs.



**Figure II-2:** les directions principales du vent

La structure de notre bâtiment étant métallique, (la figure II-3 extraite du [1] ) sera utilisée pour la détermination du coefficient  $C_d$  pour chaque direction.

La Figure II-3 présente les valeurs de  $C_d$  pour les structures métalliques.



- V1 : perpendiculaire au pignon ;  $C_d$  :  $h = 9.7$  m ;  $b = 40$  m. donc le  $C_d = 0.9$
- V2 : perpendiculaire au long pan ;  $C_d$  :  $h = 8$  m ;  $b = 48$  m. donc le  $C_d = 0.89$

### II-3-4 Coefficient d'exposition ( $C_e$ ) :

$C_d \leq 1.2$  ... peu sensible

Le coefficient d'exposition  $C_e$  est donné par la formule (II-4) tirée du [1] :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times K_t}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right] \quad (\text{II-4})$$

a) Parois verticales :  $C_r(Z) = 0.722$

$$C_e(Z) = 1^2 \times 0.722^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times 0.22}{0.722 \times 1} \right] = 1.633$$

b) Toiture :  $C_r(Z) = 0.764$

$$C_e(Z) = 1^2 \times 0.764^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times 0.22}{0.764} \right] = 1.76$$

### II-3-5 Détermination des Coefficients de Pression

Cette étape concerne les deux directions du vent considérées.

#### II-3-5-1 : Direction perpendiculaire au pignon : V1

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

a) Paroi verticale :

V1 : pignon :  $b = 40$  m ;  $d = 48$  m ;  $h = 9.7$  m

$$e = \min [b ; 2h] = \min [40 ; 19.4] ; e = 19.4 \text{ m}$$

Donc : on est dans le cas où le  $d > e$

La figure II-4 présente les valeurs des coefficients  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de parois verticales du sens  $V_1$ .

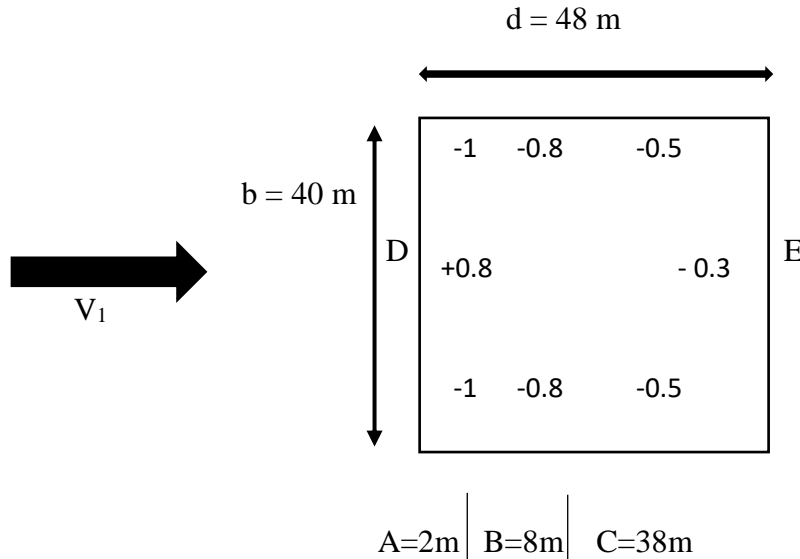


Figure II-4:  $C_{pe,10}$  correspondant à chaque zone de parois verticales sens  $V_1$

b) Toiture : selon [1]

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \left( \frac{1.7}{10} \right) \quad \alpha = 9.64^\circ \quad ; \text{tg } \alpha = 0.16 \dots \text{pente de } 16 \%$$

$$\text{ZONE F} = (b/2) \times (e/10) = 5 \times 1.94 = 9.7 \text{ m}^2 \dots \dots \dots C_p = (\text{interpolation } C_{p1} \text{ et } C_{p10})$$

$$\text{ZONE G} = (b/2) \times (e/10) = 5 \times 1.94 = 9.7 \text{ m}^2 \dots \dots \dots C_p = (\text{interpolation } C_{p1} \text{ et } C_{p10})$$

$$\text{ZONE H} = (e/2 - e/10) \times b = 7.76 \times 10 = 77.6 \text{ m}^2 \dots \dots \dots C_p = C_{p10}$$

$$\text{ZONE I} = 48 - (e/2) \times b = 383 \text{ m}^2 \dots \dots \dots C_p = C_{p10}$$

La formule d'interpolation de  $C_{pe}$  est donnée par la relation (II-5) ci-dessous :

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10} (s) \tag{II-5}$$

On a dans notre cas  $\alpha = 9.64^\circ$

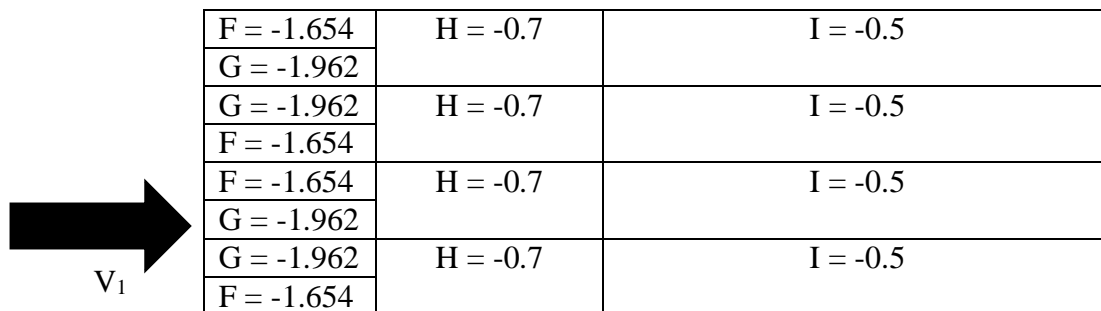
Le Tableau II-1 montre les Résultats de  $C_{pe}$  interpolés entre  $5^\circ$  et  $15^\circ$

Tableau II-1: Résultats de  $C_{pe}$  interpolés entre  $5^\circ$  et  $15^\circ$ .

A	F	G	H	I
$5^\circ$	-1.78	-1.86	-0.6	-0.5
$15^\circ$	-1.51	-2.08	-0.8	-0.7
$9.64^\circ$	-1.654	-1.962	-0.7	-0.6

Les valeurs interpolées de  $C_{pe}$  pour les différentes zones sont données dans le tableau II-1.

On a :  $\Theta = 90^\circ$



F = -1.654	H = -0.7	I = -0.5
G = -1.962		
G = -1.962	H = -0.7	I = -0.5
F = -1.654		
F = -1.654	H = -0.7	I = -0.5
G = -1.962		
G = -1.962	H = -0.7	I = -0.5
F = -1.654		

**Figure II-5 :** Valeurs de  $C_{pe}$  pour la toiture sens  $V_1$ .

La figure II-5 montre les valeurs de  $C_{pe}$  pour les différentes parties de la toiture correspondant au vent  $V_1$ .

➤ **Coefficient de pression intérieure ( $C_{pi}$ ) :**

L'indice de perméabilité est donné par la formule (II-6) suivante :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{Des surfaces des ouvertures sous vent et // au vent}}{\sum \text{Des surfaces totales des ouvertures}} \quad (\text{II-6})$$

Cas 01 : Ce cas correspond à celui d'ouvertures face au vent ouvertes et les autres ouvertures fermées

$$\mu_p = \frac{0}{4 \times 4 + 1.8 \times 3 + 2 \times 6 \times 5} = \frac{0}{81.4} = 0 \quad , \text{ donc le } C_{pi} = +0.8$$

Cas 02 : Ce cas correspond à celui de toute les ouvertures ouvertes (ou bien face au vent fermée et les autres ouvertures ouvertes)

$$\mu_p = \frac{1.8 \times 3 + 4 \times 4}{2 \times 6 \times 5 + 1.8 \times 3 + 4 \times 4} = \frac{21.4}{81.4} = 0.26 \quad \text{ donc le } C_{pi} = +0.5$$

Cas 03 : Ce cas correspond à celui d'ouvertures face au vent ouvertes et les autres ouvertures fermées.

$$\mu_p = \frac{0}{2 \times 6 \times 5 + 1.8 \times 3 + 4 \times 4} = 0 \quad \text{ donc le } C_{pi} = +0.8$$

Cas 04 : Ce cas correspond à celui de toute les ouvertures sont ouvertes (ou bien face au vent fermée et les autres ouvertures ouvertes.

$$\mu_p = \frac{2 \times 6 \times 5 + 1.8 \times 3 + 4 \times 4}{2 \times 6 \times 5 + 1.8 \times 3 + 4 \times 4} = 1$$

donc le  $C_{pi} = -0.5$

### Remarque :

On considère les deux cas qui sont les plus défavorables :  $C_{pi} = -0.5$  et  $C_{pi} = +0.8$

#### ➤ Calcul et schématisation des différentes pressions :

Finalement, dans le cas du vent longitudinal agissant sur le **pignon**, et en utilisant la formule (II-1) :

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn} \cdot (Z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

On obtient les valeurs des pressions  $q_j$  qui sont données dans les tableaux II-2 et II-3 :

- **1<sup>er</sup> cas : Dépression intérieure** pour le  $C_{pi} = -0.5$

On montre dans le tableau II-2 et II-3 Valeurs des pressions  $q_j$  sur les parois verticales dans le sens  $V_1$ .

**Tableau II-2:** Valeurs des pressions  $q_j$  sur les parois verticales dans le sens  $V_1$

Parois verticales :

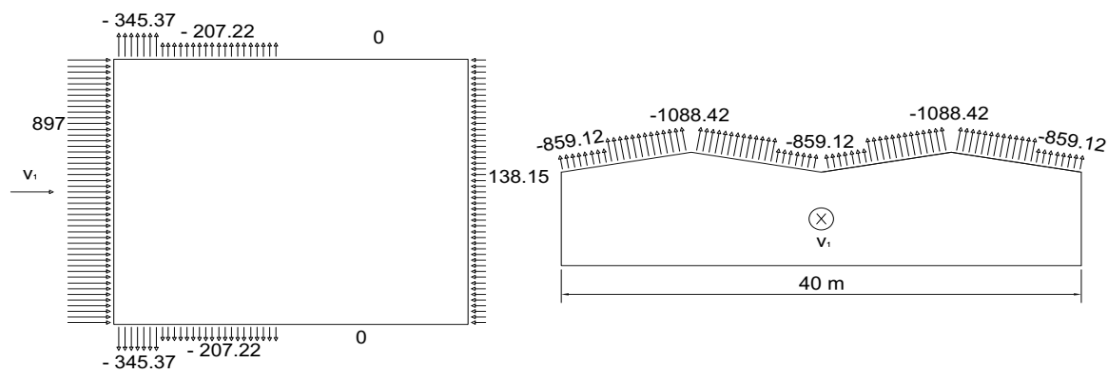
ZONE	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
D	0.9	767.51	+0.8	-0.5	897.98
A	0.9	767.51	-1	-0.5	-345.37
B	0.9	767.51	-0.8	-0.5	-207.22
C	0.9	767.51	-0.5	-0.5	0
E	0.9	767.51	-0.3	-0.5	138.15

**Tableau II-3:** Valeurs des pressions  $q_j$  sur la toiture pour le sens  $V_1$

Toiture :

ZONE	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
F	0.9	827.2	-1.654	-0.5	-859.12
G	0.9	827.2	-1.962	-0.5	-1088.42
H	0.9	827.2	-0.7	-0.5	-148.89
I	0.9	827.2	-0.6	-0.5	-74.44

Les schémas des pressions sur les parois verticales et la toiture dans le sens  $V_1$  correspondant à la dépression intérieure et à la surpression intérieure sont montrés respectivement dans les figures II-6 et II-7



**Figure II-6:** Schémas des pressions sur les parois verticales et la toiture dans le sens  $V_1$

- 2<sup>ème</sup> cas : **Surpression Intérieure** pour le  $C_{pi} = +0.8$

Les Tableaux II-3 II-4 présentent les Valeurs des pressions  $q_j$  sur les parois verticales pour le sens  $V_1$ .

**Tableau II-3:** Valeurs des pressions  $q_j$  sur les parois verticales pour le sens  $V_1$ .

Parois verticales :

ZONE	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
D	0.9	767.51	+0.8	+0.8	0
A	0.9	767.51	-1	+0.8	-1243.36
B	0.9	767.51	-0.8	+0.8	-1105.21
C	0.9	767.51	-0.5	+0.8	-897.98
E	0.9	767.51	-0.3	+0.8	-759.83

**Tableau II-4:** Valeurs des pressions  $q_j$  sur la toiture pour le sens  $V_1$

Toiture :

ZONE	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
F	0.9	827.2	-1.654	+0.8	-1826.95
G	0.9	827.2	-1.962	+0.8	-2056.25
H	0.9	827.2	-0.7	+0.8	-1116.72
I	0.9	827.2	-0.6	+0.8	-1042.27

La Figure II-7 présente schémas des pressions sur les parois verticales et la toiture dans le sens  $V_1$

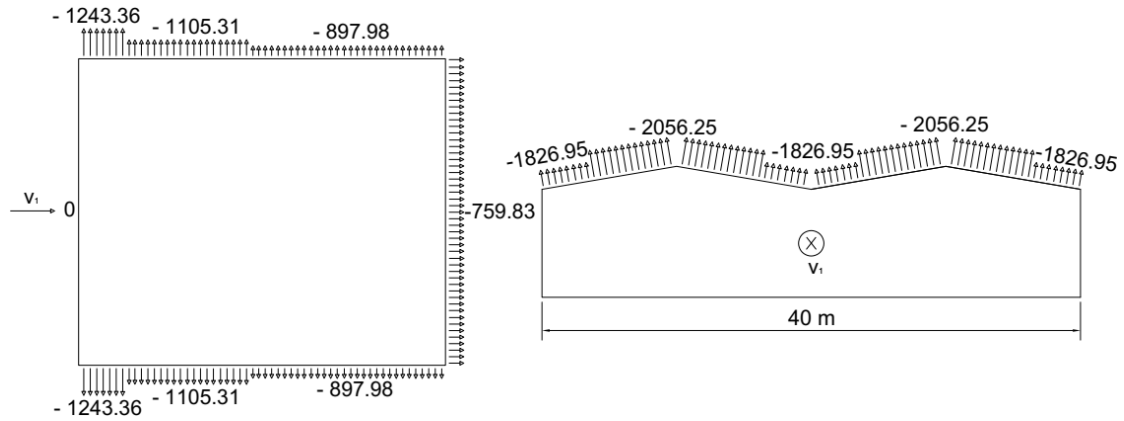


Figure II-7 : Schémas des pressions sur les parois verticales et la toiture dans le sens  $V_1$

**II-3-5-2 Direction perpendiculaire au long pan : (  $V_2$  )**

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

a) Paroi verticale :

$V_2$  : long pan :  $b = 48 \text{ m}$  ;  $d = 40 \text{ m}$  ;  $h = 9.7 \text{ m}$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [48 ; 19.4] ; e = \mathbf{19.4 \text{ m}}$$

Donc : on a dans le cas où le  $d > e$

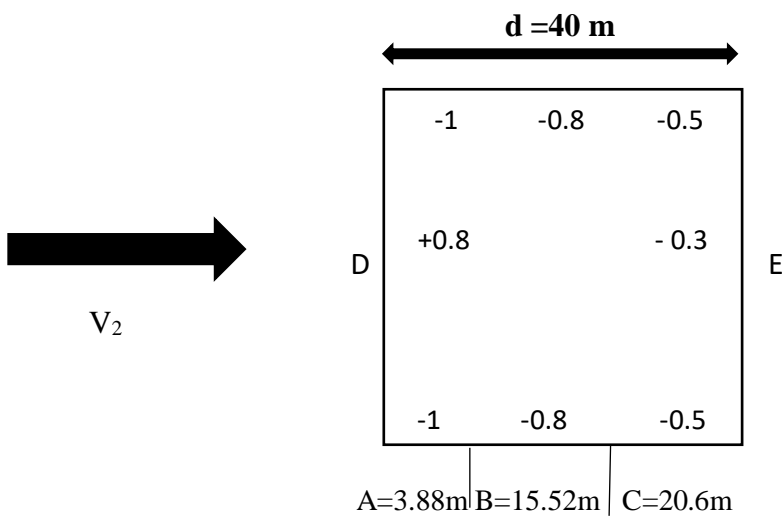


Figure II- 8:  $C_{pe,10}$  correspondant à chaque zone de parois verticales dans le sens  $V_2$

La figure II-8 présente les valeurs des coefficients  $C_{pe}$  correspondant à chaque zone de parois verticales du sens  $V_2$ .

**Toiture :** selon [1] (§1.1.8 chap5)

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \frac{1.7}{10} \quad \alpha = 9.64^\circ \quad ; \text{tg } \alpha = 0.16 \dots \text{pente de } 16 \%$$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [48 ; 19.4] ; e = \mathbf{19.4 \text{ m}}$$

$$\mathbf{ZONE F} = e/4 \times e/10 = 4.85 \times 1.94 = 9.409 \text{ m}^2 \dots C_p = (\text{interpolation } C_{p1} \text{ et } C_{p10})$$

**ZONE G** =  $[b-(e/2)] \times e/10 = 38.3 \times 1.94 = 74.302 \text{ m}^2 \dots\dots\dots C_p=C_{p10}$

**ZONE H** =  $[d-(e/10)] \times b = 8.06 \times 48 = 386.88 \text{ m}^2 \dots\dots\dots C_p=C_{p10}$

✓ Pour les deuxième et troisième versants  $C_{pe} = -1$ , par contre pour le quatrième versant  $C_{pe} = -0.6$  (RNVA 99).

La formule interpolation :

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

On a le  $\alpha = 9.64^\circ$  ; donc les résultats de  $C_{pe}$  vont être interpolés entre  $5^\circ$  et  $15^\circ$  :

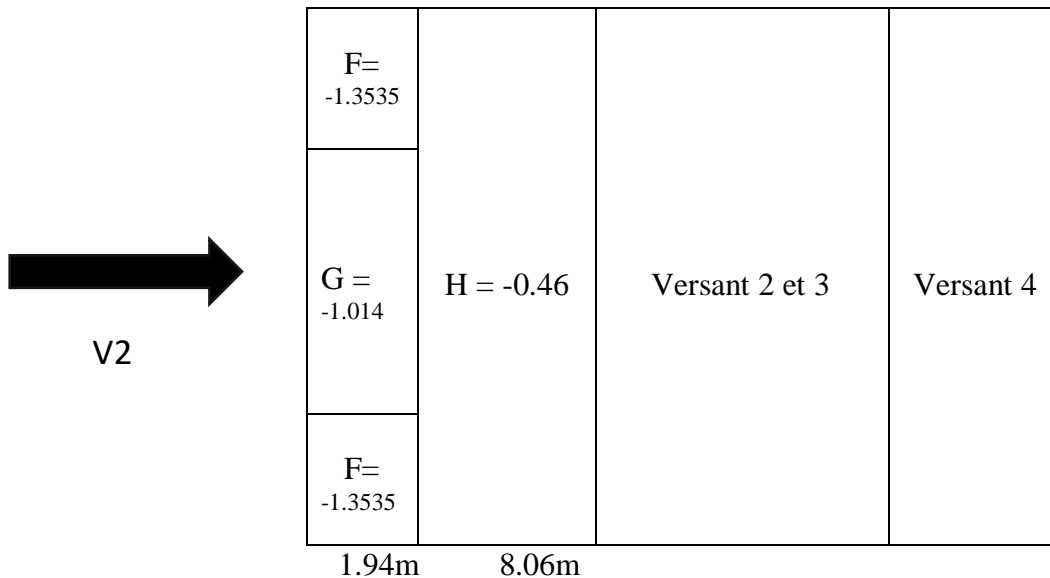
On montre dans ce Tableau II-4 les résultats de  $C_{pe}$  interpolé entre  $5^\circ$  et  $15^\circ$ .

**Tableau II-5** : les résultats de  $C_{pe}$  interpolé entre  $5^\circ$  et  $15^\circ$ .

	F	G	H
$5^\circ$	-1.721	-1.2	-0.6
$15^\circ$	-0.929	-0.8	-0.3
$9.64^\circ$	-1.3535	-1.014	-0.46

Les valeurs interpolées de  $C_{pe}$  pour les différentes zones sont données dans le tableau II-4.

On a :  $\Theta = 0^\circ$



**Figure II-9** : Valeurs de  $C_{pe}$ , pour la toiture.

La figure II-9 montre les valeurs de  $C_{pe}$  pour les différentes parties de la toiture correspondant au vent V2.

➤ **Coefficient de pression intérieure ( $C_{pi}$ ) :**

Cas 01 : Ce cas correspond à celui d'ouvertures face au vent ouvert et les autres ouvertures fermées.

L'indice de perméabilité  $\mu_p$  :

$$\mu_p = \frac{0}{2 \times 6 \times 5 + 1.8 \times 3 + 4 \times 4} = 0 \dots\dots\dots C_{pi} = +0.8$$

Cas 02 : Ce cas correspond à celui de toute les ouvertures sont ouvertes (au bien face au vent fermé et les autres ouvertures ouvertes.

L'indice de perméabilité  $\mu_p$ :

$$\mu_p = \frac{2 \times 6 \times 5 + 1.8 \times 3 + 4 \times 4}{2 \times 6 \times 5 + 1.8 \times 3 + 4 \times 4} = 1 \dots\dots C_{pi} = -0.5$$

### Remarque :

Donc, on considère les deux cas les plus défavorables :  $C_{pi} = -0.5$  et  $C_{pi} = +0.8$

#### ➤ Calcul et schématisation des différentes pressions :

Dans le cas du vent longitudinal agissant sur le long pan, les valeurs des pressions  $q_j$  calculées par la formule II-1 sont donnée dans les tableaux II-5 et II-6.

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn} \cdot (Z_j) \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

- **1<sup>er</sup> cas : dépression intérieure pour  $C_{pi} = -0.5$**

**Tableau II-6:** Valeurs des pressions  $q_j$  sur les parois verticales et la toiture pour le sens V2 dans le cas de dépression intérieure.

#### Paroi verticale :

ZONE	Cd	qdyn [N/m <sup>2</sup> ]	Cpe	Cpi	qj[N/m <sup>2</sup> ]
A	0.89	767.51	-1	-0.5	-341.54
B	0.89	767.51	-0.8	-0.5	-204.92
C	0.89	767.51	-0.5	-0.5	0
D	0.89	767.51	+0.8	-0.5	888.01
E	0.89	767.51	-0.3	-0.5	136.62

#### Toiture :

ZONE	Cd	qdyn [N/m <sup>2</sup> ]	Cpe	Cpi	qj[N/m <sup>2</sup> ]
F	0.89	827.2	-1.3535	-0.5	-628.35
G	0.89	827.2	-1.014	-0.5	-378.41
H	0.89	827.2	-0.46	-0.5	29.44
Versant 2et3	0.89	827.2	-1	-0.5	-368.1
Versant4	0.89	827.2	-0.6	-0.5	-73.6

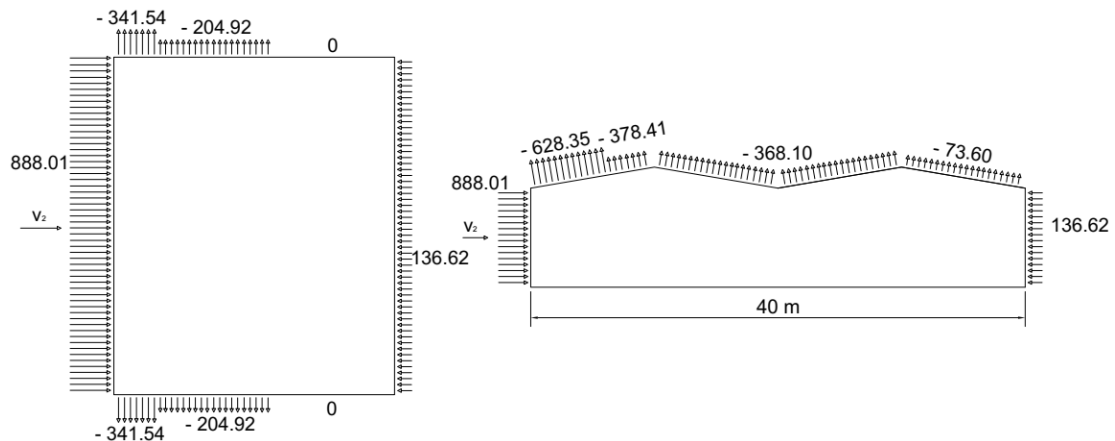


Figure II-10 : les schémas des pressions sur les parois verticales et la toiture dans le sens V2

• 2<sup>ème</sup> cas : **Surpression intérieure** pour le  $C_{pi} = +0.8$

Tableau II-7: les Valeurs des pressions  $q_j$  sur les parois verticales et la toiture pour le sens V2 dans le cas de surpression intérieure.

Paroi verticale :

ZONE	Cd	qdyn[N/m <sup>2</sup> ]	Cpe	Cpi	qj[N/m <sup>2</sup> ]
A	0.89	767.51	-1	+0.8	136.62
B	0.89	767.51	-0.8	+0.8	-1092.93
C	0.89	767.51	-0.5	+0.8	-888.01
D	0.89	767.51	+0.8	+0.8	0
E	0.89	767.51	-0.3	+0.8	-751.39

Toiture :

ZONE	Cd	qdyn[N/m <sup>2</sup> ]	Cpe	Cpi	qj[N/m <sup>2</sup> ]
F	0.89	827.2	-1.3535	+0.8	-1585.42
G	0.89	827.2	-1.014	+0.8	-1335.48
H	0.89	827.2	-0.46	+0.8	-927.622
Versant 2et3	0.89	827.2	-1	+0.8	-1325.17
Versant4	0.89	827.2	-0.6	+0.8	-1030.69

Les schémas des pressions sur les parois verticales et la toiture dans le sens V2 correspondant à la dépression intérieure et à la surpression intérieure sont montrés respectivement dans les figures II-10 et II-11.

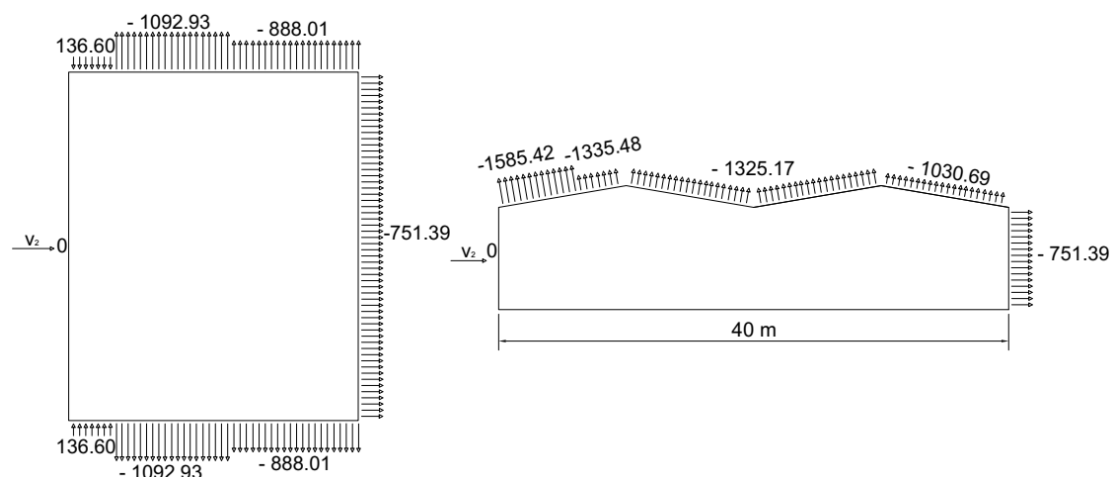


Figure II-11 : Schémas des pressions sur les parois verticales et la toiture dans le sens V2

#### II-4 Récapitulation des cas les plus défavorables :

Le tableau II-8 présente une récapitulation des valeurs maximales des pressions les plus défavorables avec leur  $C_{pi}$ , correspondant au cas du vent sur le pignon :

Tableau II-8 : Récapitulation des valeurs de la pression maximale pour les deux cas de surpression et dépression intérieures pour le cas du vent agissant sur le pignon .

ZONE	$C_d$	$q_{dyn}$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j$ (N/m <sup>2</sup> )
D	0.9	767.51	+0.8	-0.5	<b>897.98</b>
A	0.9	767.51	-1	+0.8	<b>-1243.36</b>
B	0.9	767.51	-0.8	+0.8	-1105.21
C	0.9	767.51	-0.5	+0.8	-897.99
E	0.9	767.51	-0.3	+0.8	-759.83
F	0.9	827.2	-1.654	+0.8	-1826.95
G	0.9	827.2	-1.962	+0.8	<b>-2056.25</b>
H	0.9	827.2	-0.7	+0.8	-1116.72
I	0.9	827.2	-0.6	+0.8	-1042.27

Tableau II-9: Récapitulation des valeurs de la pression maximale pour les deux cas de surpression et dépression intérieure pour le cas du vent agissant sur le pignon .

ZONE	$C_d$	$q_{dyn}$ [N/m <sup>2</sup> ]	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$q_j$ [N/m <sup>2</sup> ]
A	0.89	767.51	-1	+0.8	<b>-1229.55</b>
B	0.89	767.51	-0.8	+0.8	-1092.93
C	0.89	767.51	-0.5	+0.8	-888
D	0.89	767.51	+0.8	-0.5	<b>888</b>
E	0.89	767.51	-0.3	+0.8	-751.39
F	0.89	827.2	-1.3535	+0.8	<b>-1585.42</b>
G	0.89	827.2	-1.014	+0.8	-1335.48
H	0.89	827.2	-0.46	+0.8	-927.622
Versant 2et3	0.89	827.2	-1	+0.8	-1325.17
Versant4	0.89	827.2	-0.6	+0.8	-1030.69

Le tableau II-8 montre une récapitulation des valeurs maximales des pressions les plus défavorables avec leur  $C_{pi}$ , correspondant au cas du vent sur le long pan.

Les valeurs maximales sont prises en compte pour le dimensionnement des pannes de toiture (zone F) des lisses de bardages ainsi que des potelets (zone A et D).

## II-5 Calcul de la Force de Frottement :([1]-chapitre 2 § 1.4)

Selon le paragraphe 1.4.2 du chapitre 2 du RNVA99, les constructions pour lesquelles les forces de frottements doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport  $d/b \geq 3$  et le rapport  $d/h \geq 3$  sont vérifiés, avec :

- $b$  : dimension de la construction perpendiculaire au vent
- $d$  : dimension de la construction parallèle au vent
- $h$  : hauteur de la construction.

### ▪ Pour la direction V1 (pignon)

On a  $b=40m$ ,  $d=48m$ ,  $h= 9.7m$

L'une des conditions ( $d/h = 48/9.7 = 4.94 > 3$ ) est vérifiée. il y a donc lieu de considérer les forces de frottement. Selon (RNVA99-chapitre 2 § 1.4.3) la force de frottement  $F_{fr}$  est donnée par la formule II-7:

$$F_{fr} = \sum(q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr.j} \times S_{fr.j}) \quad [N] \quad (II-7)$$

où:

- $J$  : indique un élément de surface parallèle à la direction du vent
- $Z_j$  en (m) est la hauteur du centre d'élément  $j$
- $q_{dyn}$  en (N/m) est la pression dynamique du vent
- $S_{fr.j}$  en (m<sup>2</sup>) est l'aire d'élément de surface  $j$
- $C_{fr.j}$  est le coefficient de frottement pour l'élément de surface  $j$
- La force de frottement est applicable aux surfaces totales des parois parallèles au Vent.

Dans notre cas les ondulations de la toiture sont perpendiculaires aux vents ; donc:  $C_{fr.j} = 0.04$ .

**N.B:** l'aire de frottement pour la toiture est déterminée en introduisant la longueur du développé de la toiture, soit  $10/\cos(9.64^\circ) = 10.14m$

**Toiture:**  $F_{fr} = 827.2 * 0.04 * (10.14 * 48) * 4$ ; Donc:  $F_{fr} = 64.41 \text{ KN}$

**Parois verticales:**  $F_{fr} = 767.51 * 0.04 * (8 * 48) * 2$ ; Donc:  $F_{fr} = 23.57 \text{ KN}$

$$F_{fr} = 64.41 + 23.57 = \mathbf{87.98 \text{ KN}}$$

▪ **Pour la direction V2 (long pan)**

On a  $b=48\text{m}$ ,  $d=40\text{m}$ ,  $h= 9.7\text{m}$

L'une des conditions ( $d/h = 40/9.7 = 4.21 > 3$ ) est vérifiée. il y a donc lieu de considérer les forces de frottement.

Dans notre cas les ondulations sont perpendiculaires aux vents ; donc :  $C_{fr} = 0.04$

**Toiture :**  $F_{fr} = 827.2 * 0.04 * ((20 * 1.7)/2) * 4$ ; Donc:  $F_{fr}= 2.24 \text{ KN}$

**Parois vertical:**  $F_{fr} = 767.51 * 0.04 * (8 * 40 * 2)$ ; Donc:  $F_{fr}= 19.64 \text{ KN}$

$$F_{fr} = 2.24 + 19.64 = \mathbf{21.88 \text{ KN}}$$

## II-6 Action d'Ensemble :

La force résultante R se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale  $F_w$  (Traînée) qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture
- Une force de soulèvement  $F_u$  (Portance) qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule (II-8):

$$\mathbf{R = \sum(q_j \times S_j) + \sum F_{frj}} \quad \text{(II-8)}$$

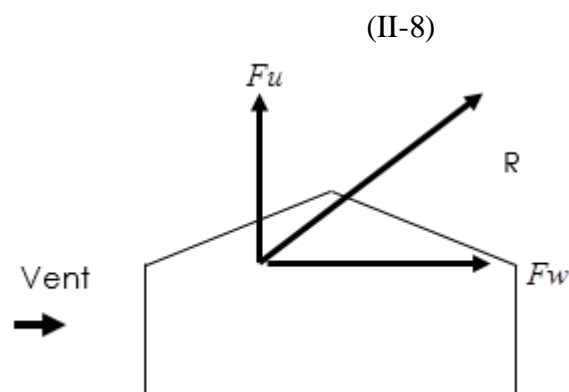
La figure II-12 présente la force résultante R.

Avec :

$q_j$ : la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.

$S_j$ : l'aire de l'élément de surface j.

$F_{frj}$ : la force de frottement éventuelle.



**Figure II-12:** Force résultante R.

▪ **Pour la direction V1 (pignon)**

Calcul des surfaces pour chaque zone de toiture et de parois verticales dans le sens V1 .

**Toiture:**

Zone F:  $SF=1.94*5=9.7\text{m}^2$

Zone G:  $SG=1.94*5=9.7 \text{ m}^2$

Zone H:  $SH=7.76*10=77.6\text{m}^2$

Zone I:  $SI=38.3*10=383 \text{ m}^2$ .

Zone D:  $SD= [(1.7*20)/2]*2=34\text{m}^2$

Zone E:  $SE = [(1.7 \times 20) / 2] \times 2 = 34 \text{ m}^2$

**Parois verticales :**

Zone D:  $SD = 8 \times 40 = 320 \text{ m}^2$ .

Zone E:  $SE = 8 \times 40 = 320 \text{ m}^2$ .

Le tableau II-10 présente les valeurs des forces horizontales et verticales correspondant au sens de vent V1.

**Tableau II-10 : Valeurs des forces horizontales et verticales dans le sens V1**

Zone	Niveau	Composantes horizontales (KN)	Composantes verticales (KN)
D	P v et T	$897.98 \times 8 \times 40 \times 10^{-3} = 287.35$ $0.9 \times 947.38 \times 1.3 \times 34 \times 10^{-3} = 37.68$	0
E	P v et T	$-759.83 \times 8 \times 40 \times 10^{-3} = -243.14$ $0.9 \times 947.38 \times -1.1 \times 34 \times 10^{-3} = -31.88$	0
F	Toiture	0	$2092.38 \times 9.7 \times 10^{-3} = 20.29 \times 4$
G	Toiture	0	$2355 \times 9.7 \times 10^{-3} = 22.84 \times 4$
H	Toiture	0	$-1278.96 \times 77.6 \times 10^{-3} = 99.25 \times 4$
I	Toiture	0	$-1193.69 \times 383 \times 10^{-3} = 457.18 \times 4$
Ffrj		87.98	0
TOTAL		$R_x = 138$	$R_z = 2398.24$

▪ **Pour la direction V2 (long pan)**

Calcul des surfaces pour chaque zone de toiture et de paroi verticale dans le sens V2 :

**Toiture :**

Zone F1:  $SF = 4.85 \times 1.94 = 9.409 \text{ m}^2$

Zone F2:  $SF = 4.85 \times 1.94 = 9.409 \text{ m}^2$

Zone G:  $SG = 38.3 \times 1.94 = 74.302 \text{ m}^2$

Zone H:  $SH = 8.06 \times 48 = 386.88 \text{ m}^2$

Versant 2.3 =  $48 \times 10 = 383 \text{ m}^2$ .

Versant 4 =  $48 \times 10 = 383 \text{ m}^2$ .

**Parois verticales :**

Zone D:  $SD = 8 \times 48 = 384 \text{ m}^2$ .

Zone E:  $SE = 8 \times 48 = 384 \text{ m}^2$ .

**Tableau II-11 : Valeurs des forces horizontales et verticales dans le sens V2**

Zone	Niveau	Composantes horizontales (KN)	Composantes verticales (KN)
D	Parois v	$888 \times 8 \times 48 \times 10^{-3} = 341$	0
E	Parois v	$751.39 \times 8 \times 48 \times 10^{-3} = -288.53$	0
F1	Toiture	0	$1815.76 \times 9.409 \times 10^{-3} = 17.08$
F2	Toiture	0	$1815.76 \times 9.409 \times 10^{-3} = 17.08$
G	Toiture	0	$1529.5 \times 74.302 \times 10^{-3} = 113.64$
H	Toiture	0	$-1062.39 \times 386.88 \times 10^{-3} = 411.02$
Versant 2.3	Toiture	0	$1517.7 \times 383 \times 10^{-3} = 581.28$
Versant 4	Toiture	0	$1180.43 \times 383 \times 10^{-3} = 452.10$
Ffrj		21.88	0

TOTAL	$R_x = 74.35$	$R_z = 1592.2$
-------	---------------	----------------

Les valeurs de forces horizontales et verticales correspondant au sens du vent V2 sont montrées dans le tableau II-9

### II-7 Charge du sable :

#### II-7-1 Action de la charge du sable : [1]

Selon le paragraphe 7.3.2 de la première partie du [1] , les charges du sable son données dans le tableau II-10.

**Tableau II-12:** Charges de sable correspondant à la zone considérée

Wilaya	Commune	Charge uniformément répartie KN/m <sup>2</sup>	$q_1$ KN/ml	$q_2$ KN/ml
GHARDAIA	Ghardaia	0.15	0.25	0.35

La charge du Sable se repose sur les poutres Sablière.

## Chapitre III : Calcul des Eléments Secondaires

### III -1 Pannes de toiture :

Les pannes sont soit des profilés en (I) ou bien en (U), formés à chaud, soit des profilés formés à froid en (Z) ou ( $\Sigma$ ) qui ont pour rôle de reprendre le poids de la couverture, celui de la surcharge d'entretien ainsi que les surcharges climatiques qui leur sont appliquées. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage dans le plan des versants et elles sont sollicitées en flexion déviée.

Dans notre projet on utilisera des profilés en (I) laminés à chaud.

Principe de calcul :

- ✓ Les charges permanentes et la surcharge de l'entretien sont appliquées dans le sens de gravitation.
- ✓ Le vent (soulèvement) agit perpendiculairement à la face des éléments (axe de grande inertie).

Pour le dimensionnement et la vérification on utilisera la combinaison de charges la plus défavorable.

#### III -1.1 Dimensionnement préliminaire des pannes :

- Longueur de la panne = 6 m.
- La Pente :  $\frac{1.7}{10} \times 100 = 17 \%$ .
- L'angle :  $tg^{(-1)} 0.17 = 9.64^\circ$ .
- La distance entre deux pannes (entre axe) est :  $d = 1.4$  m.
- On a de 8 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.
- Les pannes sont en acier E24 (S235)
  - $f_y = 23,5$  daN/mm<sup>2</sup> (limite d'élasticité de l'acier)
  - $E = 21000$  daN/mm<sup>2</sup> (module d'élasticité longitudinal de l'acier)

La figure III-1 montre la disposition des pannes sur le versant de toiture.

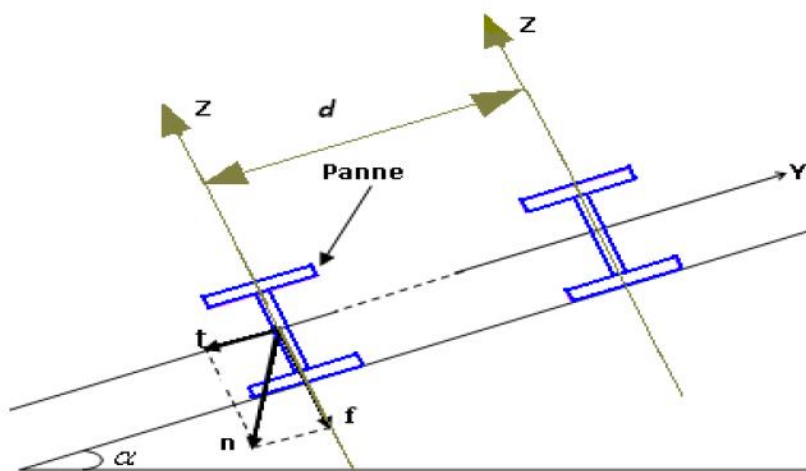


Figure III-1 : Disposition des pannes de toiture sur les versants

### III -1.2 Évaluation des charges et surcharges :

#### a) Charge permanente :

Poids propre estimé de la panne = 15 kg/ml.

Poids de la couverture (TN 40 de 5cm ) = 10.45 kg /m<sup>2</sup>.

Poids propre d'accessoires d'attache = 4 kg/m<sup>2</sup>.

Le schéma statique d'une panne de toiture soumise à une charge uniformément répartie est présenté dans la figure III-2.

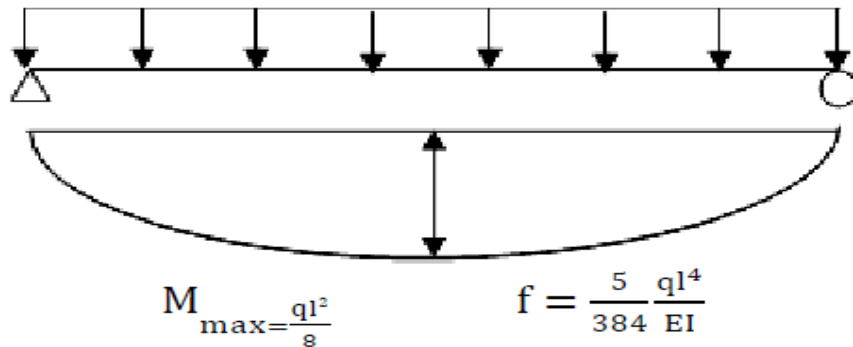


Figure III-2 : Schéma statique de panne sous charge uniformément répartie

$$G = [(P \text{ couverture} + P \text{ accessoires}) \times d] + P \text{ panne}$$

$$G = [(10.45+4) \times 1.40] + 15 = 35,23 \text{ kg/ml} = 0.3523 \text{ KN/ml}$$

#### b) Surcharge d'entretien :

Dans le cas des toitures inaccessibles, on considère pour les calculs, une charge d'entretien uniformément répartie qui est égale au poids de deux ouvriers et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 KG chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne. La charge uniformément répartie P due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux dus à P et aux charges concentrées P'.

$$p' = 100 \text{ kg à chaque } 1/3 L \text{ et } 2/3 L$$

La figure III-3 présente le schéma statique de la surcharge d'entretien sur une panne de toiture.

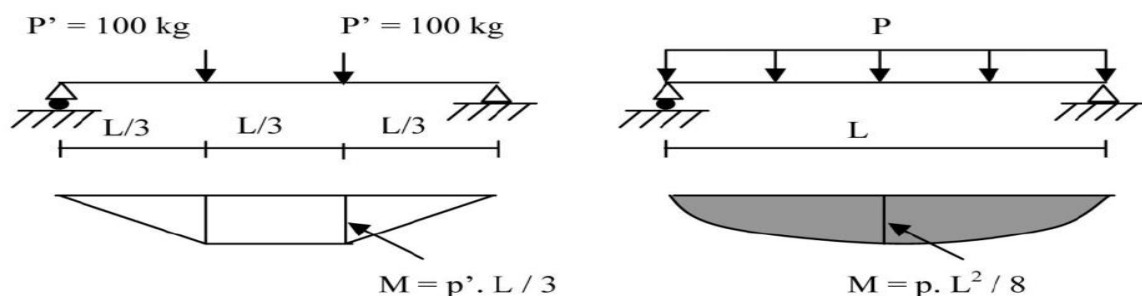


Figure III-3 : Schéma statique des surcharges d'entretien P sur les pannes.

$$M \max = \frac{p' \cdot L}{3} = \frac{p \cdot L^2}{8} \rightarrow p = \frac{8 \times p'}{3 \times L} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44.44 \text{ kg/ml}$$

Soit  $P = Q = 44.44 \text{ kg/ml}$

**c) Charge climatique due au vent :**

Les pannes les plus sollicitées sont celles situées dans la zone G avec  $C_{pi} = + 0.8$  correspondant à un vent perpendiculaire au pignon.

Le schéma statique de la surcharge du vent sur la penne de toiture est montré dans la figure III-4 .

$$w = -2056.25 \text{ N/m}^2 = -2.056 \text{ KN/m}^2$$

$$W = w \times d$$

$$W = -2.056 \times 1.4 = -2.8784 \text{ KN/ml}$$

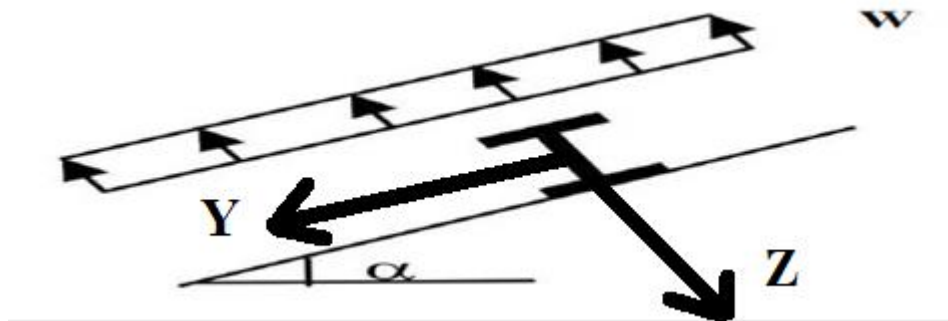


Figure III-4 Schéma statique de la surcharge du vent W sur les pannes de toitures

**d) Les charges et surcharges appliquées :**

- $G = 0.3523 \text{ KN/ml}$
- $Q = 0.4351 \text{ KN/ml}$
- $W = -2.8784 \text{ KN/ml}$

**e) Projection des charges :**

**Selon l'axe Z-Z**

$$G_{zz} = G \times \cos \alpha = 0.3523 \times \cos 9.64 = 0.3473 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zz} = Q \times \cos \alpha = 0.444 \times \cos 9.64 = 0.4351 \text{ KN/ml}$$

$$W_{zz} = -2.8784 \text{ KN/ml}$$

**Selon l'axe Y-Y**

$$G_{yy} = G \times \sin \alpha = 0.3523 \times \sin 9.64 = 0.058 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{yy} = Q \times \sin \alpha = 0.444 \times \sin 9.64 = 0.074 \text{ KN/ml}$$

$$W_{yy} = 0 \text{ KN/ml}$$

**III-1.3 Combinaisons de Charges :**

✓ **L'état Limite Ultime :**

- $P_{uz} = G_z - 1.5W_z = 0.3473 - 1.5 \times (2.8784) = -3.97 \text{ KN/ml}$  (risque de déversement de la part de la semelle inferieure comprimée).
- $P_{uy} = G_y - 1.5W_y = 0.058 + 1.5 \times 0 = 0.058 \text{ KN/ml}$
- $P'_{uz} = 1.35 G_z + 1.5 Q_z = 1.35 \times 0.3474 + 1.5 \times 0.4351 = 1.121 \text{ KN/ml}$
- $P'_{uy} = 1.35 G_y + 1.5 Q_y = 1.35 \times 0.058 + 1.5 \times 0.074 = 0.189 \text{ KN/ml}$

✓ **L'État Limite de Service :**

- $P_{sz} = G_z + W_z = 0.3473 - 2.8784 = -2.5311 \text{ KN/ml}$
- $P_{sy} = G_y + W_y = 0.058 + 0 = 0.058 \text{ KN/ml}$
- $P'_{uz} = G_z + Q_z = 0.3473 + 0.4351 = 0.7824 \text{ KN/ml}$
- $P'_{uy} = G_y + Q_y = 0.058 + 0.074 = 0.132 \text{ KN/ml}$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELS revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte des pannes isostatiques (il y'aura pas de majoration de 1.25) .

Donc le  $P_{sz} = -2.5311 \text{ KN/ml}$

**III-1.4 Pré dimensionnement :**

Le pré dimensionnement se fait par la condition de flèche

❖ Suivant L'axe Z-Z

$$f_z = \frac{5q_z l^4}{384 E I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} .$$

$$I_y \geq \frac{5q_z l^4}{384 E \times 3} = \frac{5 \times 600^4 \times 2.724 \times 10^{-1}}{384 \times 3 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I_y \geq 677.97 \text{ cm}^4 .$$

D'après la condition de flèche le profilé nécessaire est un IPE 160 dont les caractéristiques géométriques sont données dans le tableau III-1.

Tableau III-1 Caractéristiques géométriques de l'IPE 160

Profilé	H (mm)	b (mm)	d (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	G(kg/m)	A (cm <sup>2</sup> )
IPE	160	82	127.2	5	7.4	15.8	20.9
160	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>el,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>z</sub> (cm)

	869.3	108.7	128.9	68.31	16.66	26.10	1.84
--	-------	-------	-------	-------	-------	-------	------

On recalcule la condition de la flèche en tenant compte du poids réel du profilé.

Le poids propre réel G devient :

$$G = [(P \text{ couverture} + P \text{ accessoire}) \times d] + P \text{ panne}$$

$$G = [(10.45+4) \times 1.4] + 15.8 = 36.03 \text{ kg/ml}$$

$$G = 0.3603 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0.3603 \times \cos 9.64 = 0.355 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0.3603 \times \sin 9.64 = 0.062 \text{ KN/ml}$$

✓ à L'ELU :

- $P_{uz} = G_z - 1.5W_z = 0.355 - 1.5 \times 2.8784 = - 3.9626 \text{ KN/ml} \rightarrow (\text{risque de déversement})$

- $P_{uy} = G_y + 1.5 W_y = 0.062 + 0 = 0.062 \text{ KN/ml}$

- $P'_{uz} = 1.35 G_z + 1.5 Q_z = 1.35 \times 0.355 + 1.5 \times 0.4351 = 1.131 \text{ KN/ml}$

- $P'_{uy} = 1.35 G_y + 1.5 Q_y = 1.35 \times 0.062 + 1.5 \times 0.074 = 0.7363 \text{ KN/ml}$

✓ à L'ELS:

- $P_{uz} = G_z + W_z = 0.355 - 2.8784 = - 2.5234 \text{ KN/ml}$

- $P_{uy} = G_y + W_y = 0.062 + 0 = 0.062 \text{ KN/ml}$

- $P'_{sz} = G_z + Q_z = 0.355 + 0.4351 = 0.79 \text{ KN/ml}$

- $P'_{sy} = G_y + Q_y = 0.062 + 0.074 = 0.136 \text{ KN/ml}$

### III-1.5 dimensionnement final des pannes :

➤ Condition de la flèche

Vérification de la flèche suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5q_z l^4}{384 E I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} .$$

$$I_y \geq \frac{5q_z l^4}{384 E \times 3} = \frac{5 \times 600^4 \times 2.715 \times 10^{-1}}{384 \times 3 \times 2.1 \times 10^5} = 675.91 \text{ cm}^4$$

✓ La condition est vérifiée

Vérification de la flèche suivant l'axe Y-Y

$$f_z = \frac{5q_z l^4}{384 EI_z} = \frac{5 \times 600^4 \times 0.136 \times 10^{-1}}{384 \times 68.31 \times 2.1 \times 10^5} = 1.6 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm.}$$

La condition selon Y-Y est vérifiée donc on n'aura pas besoin des liernes pour diminuer la flèche

La flèche est vérifiée donc on adopte un **IPE 160**

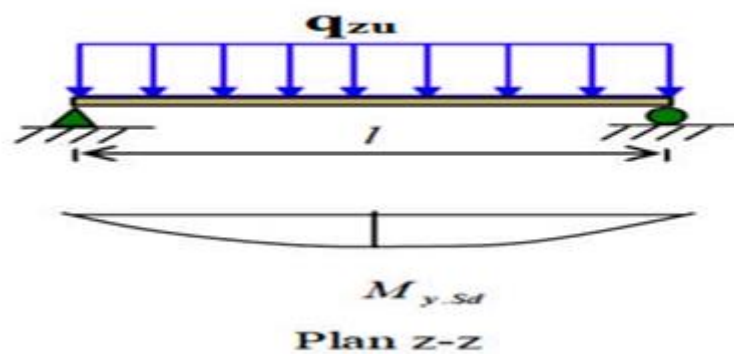
✓ **Condition de résistance :**

❖ Moments :

Calcul du moment suivant l'axe Z-Z :

$$M_y = \frac{q_y \cdot L^2}{8} = \frac{4.257 \times 6^2}{8} = 19.16 \text{ KN.m}$$

La figure III-5 présente la charge uniformément répartie sur une panne isostatique au plan Z-Z

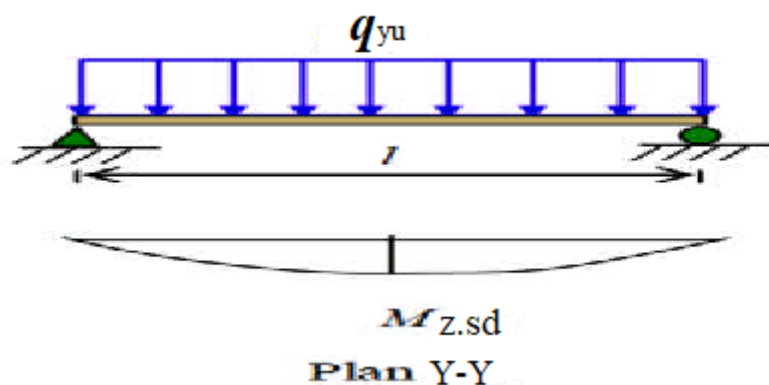


**Figure III-5** charge uniformément répartie sur une panne isostatique au plan Z-Z

Calcul du Moment suivant l'axe Y-Y :

$$M_z = \frac{q_z \cdot L^2}{8} = \frac{0.062 \times 6^2}{8} = 0.279 \text{ kN.m}$$

La figure III-6 présente la charge uniformément répartie sur une panne isostatique au plan Y-Y



<b>Figure III-6</b> charge uniformément répartie sur une panne isostatique au plan Y-Y
--

❖ Effort tranchant :

$$V_{zsd} = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{4,257 \times 6}{2} = 11.88 \text{ kN}$$

### III-1.6 Vérification de la résistance des pannes :

❖ a) Classification de semelle (semelle comprimé)

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

Avec  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$  et  $f_y = 235 \text{ MPa}$  (E24)..... Semelle de classe 1

❖ b) Classification de l'âme (âme fléchie)

$$\frac{d}{t_w} < 72 \varepsilon \rightarrow \frac{127.2}{5} = 25.44 \leq 72 \varepsilon$$

Âme de classe 1 → la section est de classe 1

✓ c) Vérification de la résistance :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\left[ \frac{M_y}{M_{ply}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_z}{M_{plz}} \right]^\beta \leq 1 \quad [02]$$

Avec :  $\alpha=2, \beta=1$  ..... pour les profilés en I, en absence de l'effort normal.

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{Y_{mo}} = \frac{128.9 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.1} = 27.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{Y_{mo}} = \frac{26.1 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.1} = 5.57 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\left[ \frac{19.16}{27.53} \right]^2 + \left[ \frac{0.279}{5.57} \right]^1 = 0.534 \leq 1$$

La section IPE 160 est vérifiée à L'ELU.

✓ d) Vérification au cisaillement :

$$V_{zsd} \leq V_{plz rd}$$

$$V_{plz rd} = \frac{A_{vz} \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{Y_{mo}} \text{ et } A_{vz} = 9.66 \text{ cm}^2 \text{ (PARAMETRES DE LA SECTION : IPE160)}$$

$$V_{plzrd} = \frac{9.66 \left( \frac{28.5}{\sqrt{8}} \right)}{1.1} = 119.14 \text{ KN}$$

Donc :  $V_{zsd} = 12.77 \text{ KN} < V_{plzrd} = 119.14 \text{ KN}$

Alors la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée

✓ e) **Vérification au déversement :**

$$M_{sdy} \leq \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} \dots \dots \dots [1] \text{ Art 5.5.2}$$

$M_{sdy}$  se calcule sous l'action du vent

$$M_{sdy} = \frac{q_z L^2}{8} = \frac{2.715 \times 6^2}{8} = 12.21 \text{ KN.m}$$

$$\beta_w = 1 \text{ (classe 1)} ; \gamma_{m0} = 1$$

$\chi_{LT}$  : Coefficient de réduction pour le déversement, en fonction de  $\lambda_{LT}$

$\lambda_{LT}$  est l'élanement de déversement :  $\lambda_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_w}$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \text{ \AA} \text{ car } \lambda_1 = 93.9$$

On peut utiliser la formule approximative car on a :

- ✓ Des poutres à section constante.
- ✓ Des poutres doublement symétriques.

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l}{i_z}}{\sqrt{c} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{\frac{l}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad \text{Annexe F partie 1-1 du [1]}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{300}{1.84}}{\sqrt{1.132} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{\frac{300}{1.84}}{\frac{16}{0.74}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 163.45$$

$$\lambda_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_w} = 163.45/93.9 = 1.74$$

$\lambda_{LT} = 1.74 > 0.4 \rightarrow$  il y a risque de déversement.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 + \lambda_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{et } \chi_{LT} \leq 1 \text{ et } \varphi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0.21$  pour les profils laminés

Donc :  $\varphi_{LT} = 1.6755$

$$\chi_{LT} = 0.244$$

$$\chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{Y_{M1}} = 0.224 \times 1 \times \frac{128.9 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1} = 6.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 12.21 \geq 6.78 \text{ KN.m}$$

Donc la stabilité au déversement de la panne n'étant pas vérifiée, alors on doit augmenter la section. Le profile nécessaire sera par conséquent un IPE 180 dont les caractéristiques sont données dans le tableau III-2.

Tableau III-2 Caractéristiques géométriques de l'IPE 180

Profilé	H (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	G(kg/m)	A (cm <sup>2</sup> )
IPE 180	180	91	146	5.3	8	18.8	23.9
	Iy(cm <sup>4</sup> )	WeIy (cm <sup>3</sup> )	WpIy (cm <sup>3</sup> )	Iz (cm <sup>4</sup> )	WeIz (cm <sup>3</sup> )	WpIz (cm <sup>3</sup> )	Iz (cm)
	11317	146.3	166.4	100.9	22.16	34.60	2.05

On a donc :

$$\chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{Y_{M1}} = 15.56 \text{ KN}$$

$$M_{sdy} = 12.21 \leq 15.56$$

Alors la condition de résistance est vérifiée, donc l'IPE180 sera maintenu pour les pannes de toiture.

#### h) Calcul de l'échantignolle :

L'échantignolle est un élément de fixation des pannes sur les fermes ou les traverses de portiques. Elle s'oppose aux charges tangentielles dues aux charges permanentes. Elle s'oppose également à l'action de soulèvement due au vent. La figure III-7 le mode de fixation de l'échantignolle sur la panne de toiture.

L'excentrement « t » est limité par la condition suivante :  $2 \times \frac{b}{2} \leq t \leq 3 \times \frac{b}{2}$

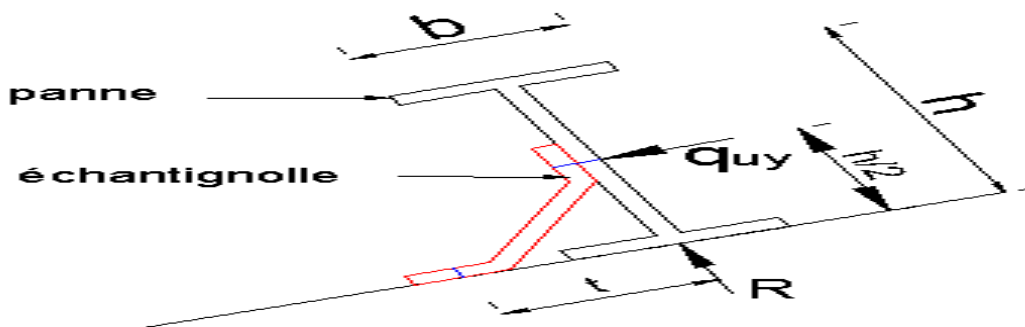


Figure III-7 disposition de l'échantignolle

Pour un IPE 180 :  $b = 9.1$  cm et  $h = 18$  cm

$$2 \times \frac{b}{2} \leq t \leq 3 \times \frac{b}{2} \quad 2 \times \frac{9.1}{2} \leq t \leq 3 \times \frac{9.1}{2} = 9.1 \text{ cm} \leq t \leq 13.65 \text{ cm}$$

On adopte  $t = 12$  cm

Sous la combinaison :  $Gz - 1.5 Wz$  :

$$P_{wz} = -0.35941 + 1.5 \times (3.084) = 4.266 \text{ KN/m}^2$$

Charge revenant à la panne /ml et en tenant compte panne isostatique :

$$q_{uz} = 4.266 \text{ KN/ml}.$$

L'effort  $R$  revenant à l'échantignolle est une réaction d'appui des pannes. On prendra l'effort maximal correspondant à l'échantignolle intermédiaire (plus défavorable).

$$R_z = q_{uz} \times L = 4.266 \times 6 = 25.6 \text{ KN}$$

L'effort  $R$  risque de créer un pliage au niveau de l'échantignolle. Pour prévenir ce

Risque, il faut vérifier que le moment de renversement  $M_r$  ne dépasse pas le

Moment de pliage.

$$M_r \leq M_{\text{pliage}} \text{ ou le :}$$

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

$M_r$  Est le moment de renversement de l'échantignolle

Pour notre IPE 180 on aura :

$$M_r = R \times t + q_{uz} \times L \times \frac{h}{2} = 25.6 \times 0.12 + 0.067 \times 6 \times \frac{0.18}{2} = 3.11 \text{ KN.m}$$

Les échantignolles sont des éléments formés à froid → classe 3

$$M_{\text{pliage}} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} \geq M_r$$

$$W_{pl,y} \geq \frac{M_r \times \gamma_{M0}}{f_y} \text{ Donc : } W_{pl,y} \geq \frac{3.11 \times 1 \times 10^3}{23.5} = 13.23 \text{ cm}^3$$

On a une section rectangulaire :

$$W_{pl,y} = \frac{b \times t^2}{6}$$

**Remarque :** la largeur de l'échantignolle «  $b'$  » est prise après avoir

Dimensionné la traverse.

On a la traverse de forme IPE 450 ...  $b_{\text{IPE 450}} = 19 \text{ cm}$

Donc le  $b' \leq b_{\text{IPE 450}}$ ...on suppose que  $b = 16 \text{ cm}$

$$W_{pl,y} = \frac{b' \times e^2}{6} = \frac{16 \times e^2}{6} = 13.23 \text{ cm}^3$$

$$e = \sqrt{\frac{13.23 \times 6}{16}} = 2.22 \text{ cm}$$

On adopte une échantignolle de  $e = 23 \text{ mm}$

### III-2 Lisses de Bardages

Les lisses de bardage sont des éléments destinés à supporter l'étanchéité verticale (confection d'une paroi où le remplissage en matériaux léger tel que les tôles nervurées ou panneau sandwich).

Dans notre projet chaque lisse repose sur 2 appuis espacés de :

→  $L=6\text{m}$  sur le long pan.

→  $L=7\text{m}$  sur le pignon, et avec des suspentes à mi portée selon l'axe  $yy'$ .

- L'entre axe des lisses est  $d=1,5 \text{ m}$  (espace entre 2 lisses).

On dispose de 6 lignes de lisses sur chaque paroi.

- Les lisses sont en acier S235(E24).

#### III-2-1 Lisses de Bardage en Long Pan

##### III-2-1-1 Évaluation des Charges :( Long Pan)

###### a) Charges permanentes

- Poids de panneau sandwich ( $e_p=30\text{mm}$ )

$$G_1 = 9.65 \text{ kg/m}^2$$

- Poids propre de la lisse (dans notre cas le poids propre est inconnu)

###### b) Charge climatique de vent « W »

$$W = -122.955 \times 1.5 = -184.4325 \text{ daN/ml.}$$

##### III.2.1.2 Combinaisons de Charges :

###### a) L'état limite ultime « ELU » :

- Sur l'axe  $zz'$  :  $Q_{uz} = 1.5 \times W = -276.6487 \text{ daN/ml}$

- Sur l'axe  $yy'$  :  $Q_{uy} = 1.35 \times G = 13.0275 \text{ daN/m}^2$

###### b) L'état limite de service « ELS » :

- Sur l'axe  $zz'$  :  $Q_{sz} = W = -1.844325 \text{ KN/ml}$

- Sur l'axe  $yy'$  :  $Q_{sy} = G = 0.965 \text{ KN/m}^2$

La Figure III-8 montre la disposition des lisses sur le poteau.

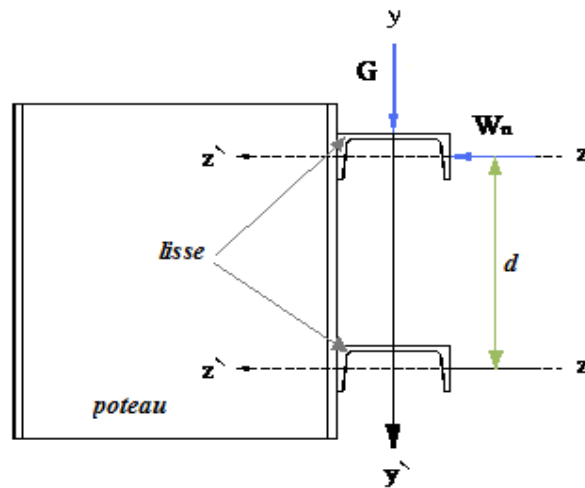


Figure III-8 : Disposition des lisses sur le poteau.

### III.2.1.3 Pré Dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait d'après la condition de flèche à L'ELS :

Axe Z-Z : 
$$f_z = \frac{P \times 5 \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

Sous l'effet de vent Normal « W » :

$$f_z = \frac{W \times 5 \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3$$

La figure III-9 montre La flèche maximale suivant l'axe zz'.

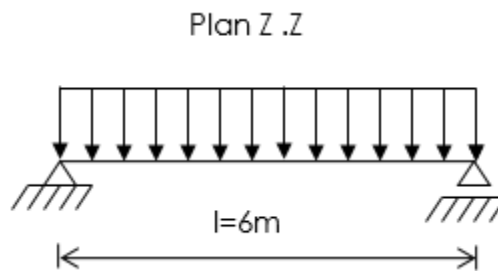


Figure III-9 : La flèche maximale suivant l'axe zz'.

$$D'où : I_y \geq \frac{W \times 5 \times L^4}{384 \times 3 \times E} = \frac{1.844 \times 5 \times 600^4}{384 \times 3 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 494 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profils des UAP on adopte un UAP150 avec  $I_y = 796.06 \text{ cm}^4$

et un poids propre égal à 17.93 daN/ml.

**Axe Y-Y**

Sous l'effet du poids propre « G » :

- G= G1 (poids de bardage) +G2 (poids de lisse)
- G=17.93 + 9.65×1.5 = 32.405 daN/ml

$$f_y = \frac{G \cdot 5 \cdot L^4}{384 \cdot I_z \cdot E} = \frac{32.405 \times 10^{-2} \times 5 \times 600^4}{384 \times 93.25 \times 2.1 \times 10^6} = 2.79 \text{ cm} \leq 3 \text{ cm} \dots\dots\text{OK.}$$

D'où UAP 150 est vérifié.

Le tableau III-3 montre les caractéristiques du profilé UAP 150.

**Tableau III-3** : Caractéristiques du profilé UAP 150.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	B mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>ply</sub> <sup>3</sup> cm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> <sup>3</sup> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>UAP150</b>	17,93	22,84	150	65	10,3	7	109	796,06	93,25	125,27	38,91	5,90	2,02

**III-2-1-4 Vérification de la Résistance de la Section à « ELU » :****a) Détermination des sollicitations :**

- Moments

**Axe Z-Z :**

$$M_y = \frac{Q_{uz} \times L^2}{8} = \frac{2.76 \times 6^2}{8} = 12.42 \text{ KN.m (Lisse isostatique sans liernes).}$$

**Axe Y-Y :** à l'ELU : G' = 1.35 x 32.405 = 43.75 daN / ml

$$M_z = - \frac{Q_{uy} \times L^2}{8} = - \frac{0.4375 \times 6^2}{8} = - 1.96 \text{ KN.m (Lisse isostatique sans liernes).}$$

**b) Détermination de la classe de la section :**

- Classe de la semelle (semelle comprimé)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \rightarrow \frac{65/2}{10.3} = 3.155 \leq 10\varepsilon$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = 1 ; \text{ car : } F_y = 235 \text{ MPa}$$

→ Semelle de classe 1

- **Classe de l'âme (âme fléchie)**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \rightarrow \frac{109}{7} = 15.57 \leq 72\varepsilon$$

→ Âme de classe 1

✓ Donc la section est de classe 1

### c) Calcul Plastique :

D'après l'EuroCode03, la résistance à la flexion bi axiale du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$\left[ \frac{M_Y}{M_{PLY}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_Z}{M_{PLZ}} \right]^\beta \leq 1 \dots\dots\dots [1] \text{ Art 5.35}$$

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

$$\begin{cases} M_{PLY} = W_{PLY} \times F_Y \\ M_{PLZ} = W_{PLZ} \times F_Y \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} W_{PLY} = 125.27 \text{ cm}^3 \\ W_{PLZ} = 38.91 \text{ cm}^3 \end{cases} \text{ et } F_Y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{AN: } \begin{cases} M_{PLY} = 125.27 \times 235 \times 10^{-3} = 29.44 \text{ KN.m} \\ M_{PLZ} = 38.91 \times 235 \times 10^{-3} = 9.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Alors : } \left[ \frac{12.42}{29.44} \right]^2 + \left[ \frac{0.19686}{9.14} \right]^1 = 0.39 < 1 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

### III.2.1.5 Vérification au Déversement :

La condition vérification au déversement est donnée par l'expression ci-dessous :

$$M_{sdy} \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots [1] \text{ Art 5.5.2}$$

$\beta_w = 1$  (section de classe 1).

$\chi_{lt}$  : Coefficient de réduction pour le déversement en fonction de  $\overline{\lambda_{LT}}$ .

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

$M_{cr}$  : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_W} \right)^2 \cdot \frac{I_W}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \dots [1] \text{ Art F.1.2}$$

$C_1$  et  $C_2$  : Facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C_1 = 1,132 \quad C_2 = 0,459$$

$K$  et  $K_W$  : les facteurs de longueur effective avec :  $K=1$  appui simple  $K_W=1$

$L = 600$  cm.

$Z_g = Z_a - Z_s$  ; avec :

$Z_s = 0$  section doublement symétrique. [1] figure F.1.1

$Z_a = -\frac{h}{2} = -7.5$  cm ; sous le vent (-) car l'orientation de repart est vers la semelle comprimé.

Donc :  $Z_g = -7.5$  cm.

$$I_t = 6.51 \text{ cm}^4 ; I_w = 2990 \text{ cm}^6 ; G = 0.4E ; I = 93.25 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times \pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 93.25}{(1 \times 600)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{2990}{93.25} + \frac{(1 \times 600)^2 \times 0.4 \times 6.51}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 93.25} + (0.459 \times 7.5)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0.459 \times (-7.5)) \right\} = 431.56 \text{ kN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{29.44}{431.56}} = 0.26$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 0.26 < 0.4$  donc il n'y a pas un risque de déversement.

Profilé laminé ;  $\alpha = 0,49$  ; Courbe(c)  $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire  $\chi_{it}$  à partir du tableau 5.5.2 de [1] :

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0.26 \rightarrow \chi_{it} = 0.98$$

$$M_y = 12.42 \text{ KN.m}$$

$$M_y \leq 0.98 \times 1 \times \frac{125.27 \times 235 \times 10^{-8}}{1.1} = 26.22 \text{ kN.m}$$

$M_y = 12.42 \text{ KN.m} < 26.22 \text{ KN.m} \rightarrow$  condition vérifiée.

**Conclusion :** On adopte des profilés UAP150 pour les lisses.

### III-2-2 Lisses de Bardage en Pignon :

#### III-2-2-1 Évaluation des Charges : (Pignon)

##### a) Charges permanentes

• Poids de panneau sandwich ( $e_p=30$ mm)

$$G1 = 9.65 \text{ kg/m}^2$$

• Poids propre de la lisse (dans notre cas le poids propre est inconnu)

##### b) Charge climatique de vent « W »

$$W = -124.336 \times 1.5 = -186.504 \text{ daN/ml.}$$

### III.2.2.2 Combinaisons de Charges :

#### a) L'état limite ultime « ELU » :

- Sur l'axe  $zz'$  :  $Q_{uz} = 1.5 \times W = -279.756 \text{ daN/ml}$
- Sur l'axe  $yy'$  :  $Q_{uy} = 1.35 \times G = 13.0275 \text{ daN/m}^2$

#### b) L'état limite de service « ELS » :

- Sur l'axe  $zz'$  :  $Q_{sz} = W = -1.86504 \text{ KN/m}$
- Sur l'axe  $yy'$  :  $Q_{sy} = G = 0.965 \text{ KN/m}^2$

La Figure III-10 présente la disposition de la lisse sur le poteau.

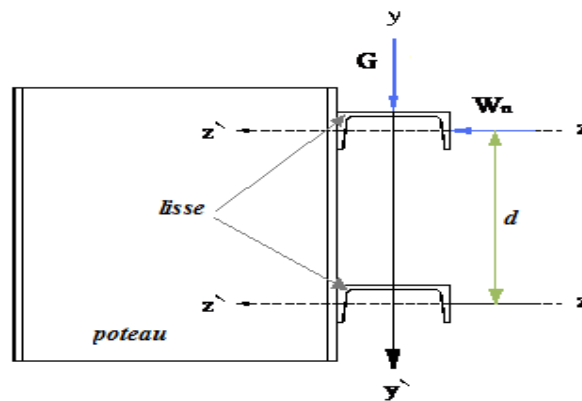


Figure III-10 : Disposition de la lisse sur le poteau.

### III.2.2.3 Pré Dimensionnement :

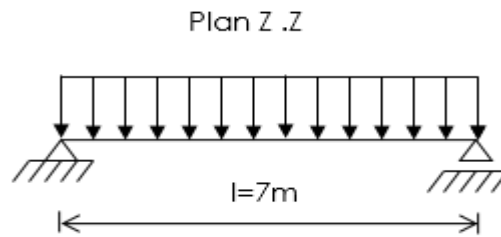
Le pré dimensionnement ce fait par la condition de flèche à L'ELS :

$$\text{Axe Z-Z : } f_z = \frac{P \times 5 \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

Sous l'effet de vent Normal « W » :

$$f_z = \frac{W \times 5 \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{700}{200} = 3.5 \text{ cm}$$

La Figure III-11 présente La flèche maximale suivant l'axe  $zz'$ .



**Figure III-11** : La flèche maximale suivant l'axe zz'.

$$D'o\grave{u} : I_y \geq \frac{W \times 5 \times L^4}{384 \times 3.5 \times E} = \frac{1.865 \times 5 \times 700^4}{384 \times 3.5 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 793.27 \text{ cm}^4$$

D'après le tableau des profils des UAP on adopte un UAP150 avec :  $I_y = 797 \text{ cm}^4$

et le poids propre/ml= 17.9 daN/ml.

### Axe Y-Y

Sous l'effet de poids propre « G » :

- G= G1 (poids de bardage) +G2 (poids de lisse)
- G= 17.9 + 9.65×1.5 = 32.375 daN/ml

$$f_y = \frac{G \cdot 5 \cdot L^4}{384 \cdot I_z \cdot E} = \frac{32.375 \times 10^{-2} \times 5 \times 700^4}{384 \times 93.3 \times 2.1 \times 10^6} = 5.16 \text{ cm} > 3.5 \text{ cm} \dots\dots \text{non vérifié à la flexion verticale.}$$

On remarque que la flèche est trop forte et supérieure à la flèche admissible, il faut dans ce cas disposer des suspentes à mi- portée, pour créer un appui intermédiaire.

Dans ce cas la lisse fonctionne en continuité sur trois appuis verticaux.

La Figure III-12 présente la disposition de lisses avec suspentes.

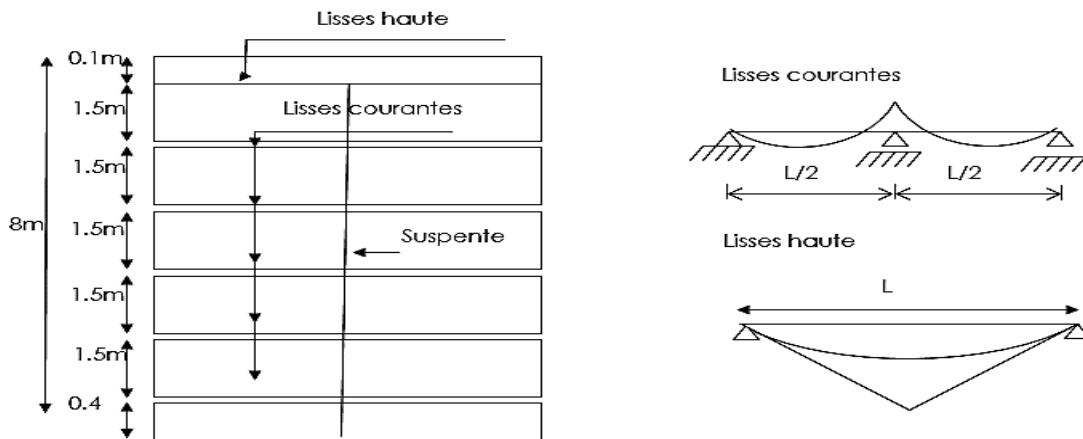


Figure III-12 : Disposition de lisses avec suspentes.

Dans ce cas, à cause des efforts transmis vers le haut par la suspente, la lisse haute sera très sollicitée. Par conséquent, il est indispensable de vérifier cette lisse aussi bien à L'ELS (limitation des flèches) qu'à L'ELU (conditions de résistance). En effet, la lisse haute supporte en plus de son poids propre et celui du bardage associé (charge), les poids des autres lisses et des bacs qui lui sont transmis par l'intermédiaire de la suspente.

Soit :

- $P_{v1}$  = poids propre UAP150/ml + poids bardage associé  
 $= 17.9 + 9.65 \times 1 = 27.55$  + l'effort interne normale de traction  $R_1$  dans la suspente attachée à la lisse haute.
- $R_1$  = somme des réactions à mi travée des suspentes.

$$R_1 = 1.25 \times (1 + 1 + 1 + 1 + 1) \times \frac{G \times L}{2}$$

$$R_1 = 1.25 \times 5 \times \frac{32.4 \times 7}{2} = 708.75 \text{ daN}$$

### III.2.2.4 Vérification de la Résistance de la Section à « ELU » :

#### a) Détermination des sollicitations :

- Moments

Axe Z-Z :

$$M_y = \frac{\left(\frac{Q_{uz}}{2}\right) \times L^2}{8} = \frac{\left(\frac{2.79}{2}\right) \times 7^2}{8} = 8.56 \text{ KN.m}$$

Axe Y-Y :  $P_v = 17.9 + 9.65 \times 1.5 = 32.375 \text{ daN/ml}$

$$M_z = \frac{P_v \times L^2}{8} + \frac{R_1 \times L}{4} = \frac{0.32375 \times 7^2}{8} + \frac{7.08 \times 7}{4} = 14.37 \text{ kN.m}$$

**b) Détermination de la classe de la section :**

- **Classe de la semelle (semelle comprimé)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \rightarrow \frac{65/2}{10.3} = 3.15 \leq 10\varepsilon$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = 1 ; \text{ car : } F_y = 235 \text{ MPa}$$

→ Semelle de classe 1

- **Classe de l'âme (âme fléchie)**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \rightarrow \frac{109}{6} = 18.16 \leq 72\varepsilon$$

→ Âme de classe 1

✓ Donc la section est de classe 1

**c) Vérification de la résistance :**

D'après l'Eurocode 03, la résistance à la flexion bi-axiale du profilé sera vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$\left[ \frac{M_y}{M_{PLY}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_z}{M_{PLZ}} \right]^\beta \leq 1$$

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

$$\begin{cases} M_{PLY} = W_{PLY} \times F_y \\ M_{PLZ} = W_{PLZ} \times F_y \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} W_{PLY} = 125.27 \text{ cm}^3 \\ W_{PLZ} = 38.91 \text{ cm}^3 \end{cases} \text{ et : } F_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{AN: } \begin{cases} M_{PLY} = 125.27 \times 235 \times 10^{-3} = 29.43 \text{ KN.m} \\ M_{PLZ} = 38.91 \times 235 \times 10^{-3} = 9.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Alors :  $\left[ \frac{8.56}{29.43} \right]^2 + \left[ \frac{14.37}{9.14} \right]^1 = 1.66 > 1 \dots\dots\dots \text{Non vérifié.}$

Donc la solution consiste à adopter pour la lisse haute une section composée d'un UAP150 et un UAP130 comme le montre la figure III-10

Aire :  $A=4041.8553 \text{ mm}^2$ .

Moments d'inertie :  $I_y = 815,68 \text{ cm}^4 ; I_z = 860,072 \text{ cm}^4$ .

La Figure III-13 montre la Section composée de la lisse haute.

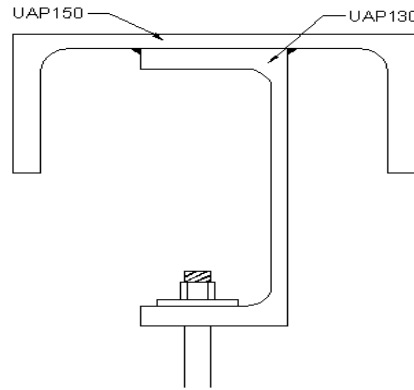


Figure III-13 : Section composée de la lisse haute.

La section étant de classe 3 donc la vérification de la résistance en élasticité est donnée par la formule suivante :

$$\left[ \frac{M_Y}{M_{PLY}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_Z}{M_{PLZ}} \right]^\beta \leq 1$$

$$\begin{cases} M_{ELY} = W_{PLY} \times F_Y \\ M_{ELZ} = W_{PLZ} \times F_Y \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} W_{ELY} = \min \left( \frac{I_y}{v}; \frac{I_y}{v'} \right) = \left( \frac{815.68}{7.084}; \frac{815.68}{7.916} \right) = 103.05 \text{ cm}^3 \\ W_{ELZ} = \min \left( \frac{I_z}{v}; \frac{I_z}{v'} \right) = \left( \frac{860.072}{4.276}; \frac{860.072}{9.424} \right) = 91.26 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

Avec :  $F_Y = 235 \text{ N/mm}^2$

$$\text{AN : } \begin{cases} M_{ELY} = 103.05 \times 235 \times 10^{-3} = 24.22 \text{ KN.m} \\ M_{ELZ} = 91.26 \times 235 \times 10^{-3} = 21.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Alors :  $\left[ \frac{8.56}{24.22} \right]^2 + \left[ \frac{14.07}{21.45} \right]^1 = 0.78 < 1 \dots\dots\dots$  C'est vérifié.

**III.2.2.5 Vérification de la Flèche :**

La vérification de la flèche pour la section composée se fait comme suite :

$$f_y = \frac{G \times 5 \times L^4}{384 \times I_2 \times E} + \frac{R_1 \times L^3}{48 \times I_2 \times E} = \frac{27.55 \times 10^{-2} \times 5 \times 700^4}{384 \times 860.072 \times 2.1 \times 10^6} + \frac{7.08 \times 700^3}{48 \times 860.072 \times 2.1 \times 10^4} = 3.27 < 3.5 \text{ cm} \dots$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée pour la lisse haute.

**III.2.1.5 Vérification au Déversement :**

La condition de stabilité au déversement est donnée par l'expression ci-dessous :

$$M_y \leq \chi_{lt} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad [1] \text{ Art 5.5.2 (1)}$$

$\beta_w = 1$  (section classe 1).

$\chi_{lt}$  : Coefficient de réduction en fonction de  $\overline{\lambda_{LT}}$ .

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

$M_{cr}$  : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_W} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} [1] \text{Art F.1.2 (1)}$$

$C_1, C_2$  : Facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

$$C_1 = 1,132 \quad C_2 = 0,459$$

$K$  et  $K_W$  : les facteurs de longueur effective avec :  $K=1$  (appui simple),  $K_W=1$  (gauchissement libre)

$$L = 700 \text{ cm.}$$

$Z_g = Z_a - Z_s$  ; avec :

$$Z_s = 2.23 \text{ section composée.}$$

$$Z_a = -\frac{h}{2} = -7.5 \text{ cm ; sous le vent (-) car l'orientation de repart est vers la semelle}$$

comprimé. Donc :  $Z_g = 9.73 \text{ cm.}$

$$I_t = 6.51 \text{ cm}^4 ; I_w = 2990 \text{ cm}^6 ; G = 0.4E ; I = 93.3 \text{ cm}^4$$

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times \pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 93.3}{(1 \times 700)^2}$$

$$\left\{ \left[ \left( \frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{2990}{93.3} + \frac{(1 \times 700)^2 \times 0.4 \times 6.51}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 93.3} + (0,459 \times 9.73)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,459 \times 9.73) \right\} = 123 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{29.43}{123}} = 0.48$$

$\overline{\lambda_{LT}} = 0.48 > 0.4$  donc il y a un risque de déversement.

On tire  $\chi_{lt}$  à partir du tableau 5.5.2 de L'EC03 :

$$\overline{\lambda_{LT}} = 0.48 \rightarrow \chi_{lt} = 0.85$$

$$M_y = 8.56 \text{ KN.m}$$

$$M_y \leq 0.85 \times 1 \times \frac{125.3 \times 235 \times 10^{-8}}{1.1} = 22.75 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 8.56 \text{ KN.m} < 22.75 \text{ KN.m} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion :** On adopte des profilés UAP150 pour les lisses.

### III-3 Les Potelets :

**Introduction :**

Les potelets sont des éléments en profilés laminés, leur rôle est de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol. Ils sont disposés verticalement sur le pignon, et sont sollicités à la flexion composée dont les efforts sont :

- ✓ Effort normal produit par le poids propre du potelet et lisses de bardage.
- ✓ Effort de flexion produit par l'action du vent sur le pignon.

**III-3-1 Dimensionnement des Potelets :**

Chaque pignon possède 2 potelets de longueur maximale  $L = 9,18$  m.

- Le porté maximal entre axes des potelets  $d = 6,5$ m (espace entre 2 pannes).
- Les potelets sont en acier S235.
- La surpression du au vent est :  $W = 124,3$  daN/m<sup>2</sup>

La Figure III-14 montre la disposition des potelets

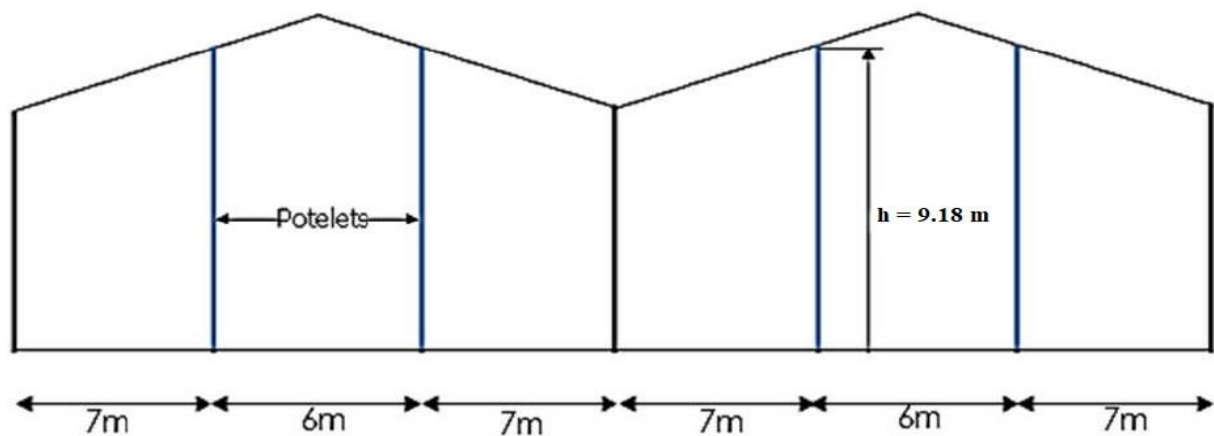


Figure III-14 disposition des potelets

**III-3-2 Détermination de la Section du Potelet (Calcul à L'ELS) :**

- La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est  $Q_j = 1,243$  kN/m<sup>2</sup>

Donc  $q_w = 1,243 \times 6,5 = 8,08$  kN/ml

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche maximale est :

$$f_z = \frac{5 \times q \times h^4}{348 \times E \times I_y} \text{ et la flèche admissible est } f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{918}{200} = 4,59 \text{ cm}$$

$$f_z \leq f_{adm} \rightarrow \frac{5 \times q \times h^4}{348 \times E \times I_y} \leq 4,59$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times h^4}{348 \times E \times 4,59} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 8,08 \times 10^{-2} \times 918^4}{348 \times 2,1 \times 10^4 \times 4,59} \rightarrow I_y \geq 8553,44 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit l'IPE 330 .....  $I_y = 11770 \text{ cm}^4$  et le poids propre/ml = 49.1 daN/ml.

### III-3-3 Évaluation des Charges

#### a) Les charges variables : (Vent)

$$q_w = 8.08 \text{ KN/m}$$

#### b) Les charges permanentes :

- poids de bardage  $\rightarrow G_1 = 9.65 \text{ daN/m}^2$
- Poids des lisses courantes  $\rightarrow G_2 = 5 \times 17.93 = 89.65 \text{ daN/m}$
- Poids de la lisse haute  $\rightarrow G_3 = 31.68 \text{ daN/m}$
- poids propre de l'IPE330  $\rightarrow G_4 = 49.1 \text{ daN/m}$

$$G = [(G_1 \cdot d \cdot L) + (G_2 + G_3) \cdot d + L \cdot G_4]$$

$$G = [(9.65 \times 6.5 \times 9.18) + (89.65 \times 6.5 + 31.68 \times 6.5) + (9.18 \times 49.1)] = 1815.19 \text{ daN}$$

$$\text{Donc} \rightarrow G = 18.151 \text{ kN.}$$

### III-3-4 Vérification à la Flexion Composée

#### III.3.4.1 Vérification de l'Effort Axial

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{y.sd} \leq \min \left\{ 0,25 \cdot N_{pl.rd}, 0,5 \cdot \frac{A_w f_y}{\gamma_{M0}} \right\}$$

$$N_{y.sd} = y_G \times G = 1.5 \times 18.151$$

$$\rightarrow N_{y.sd} = 27.23 \text{ KN}$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{62.6 \times 23.5}{1} = 1471.1 \text{ KN}$$

$$0.25 N_{pl.rd} = 365.77 \text{ KN}$$

$$\frac{A_w F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(A - 2bt_f) F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(62.6 - 2 \times 16 \times 1.15) 23.5}{1} = 606.3 \text{ KN}$$

$$0.5 \frac{A_w F_y}{\gamma_{M0}} = 303.15 \text{ KN}$$

Donc:

$$N_{y.sd} = 27.23 \text{ KN} \leq \min (0.25 N_{pl.rd} = 365.77 \text{ KN} ; 0.5 \frac{A_w F_y}{\gamma_{M0}} = 303.15 \text{ KN})$$

$\rightarrow$  Donc la condition est vérifiée.

#### III.3.4.2 Vérification de l'Effort Tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd.max} \leq \frac{1}{2} V_{pl.rd}$$

$$V_{sd,max} = V_{sdz} = \frac{W \times L}{2} = \frac{8,08 \times 9,18}{2}$$

$$\rightarrow V_{sd,max} = 37,0872 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v F_y}{\gamma_{M_0}} = 432,4 \text{ KN} \rightarrow \frac{1}{2} V_{pl,rd} = 216,2 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_{sd,max} = 37,0872 \text{ KN} \leq \frac{1}{2} V_{pl,rd} = 216,2 \text{ KN}$$

→ Donc la condition est vérifiée.

### III-3-4-3 Vérification de la Stabilité au Flambement Flexion

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \left( \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \right)} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \left( \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right)} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \left( \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \right)} \leq 1$$

Avec :

$$N_{y,sd} = 27,23 \text{ KN}$$

$$M_{sdy} = 1,5 \times \frac{q_w \times L^2}{8} = 1,5 \times \frac{8,08 \times 9,18^2}{8} = 127,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdz} = 0$$

#### a) Calculons la longueur de flambement :

Autour de l'axe faible y'y (dans le plan de l'âme) : le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur

Donc la longueur de flambement  $l_{ky} = 9,18\text{m}$

Autour de l'axe faible z'z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), le poteau est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage.

Donc la longueur de flambement  $l_{kz} = 1,5\text{m}$

Pour l'IPE330, les rayons de giration sont :  $\begin{cases} i_y = 13,71 \text{ cm} \\ i_z = 3,55 \text{ cm} \end{cases}$

#### b) Calcul des Élancements

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{918}{13,71} = 66,95 \\ \lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{150}{3,55} = 42,25 \end{cases}$$

#### c) Calcul des élancements critiques

Acier S235

$$\varepsilon = \left[ \frac{235}{F_Y} \right]^{0.5} = 1$$

Donc :  $\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9 \times 1 = 93.9$

**d) Classe de la section**

❖ **Classe de la semelle : (comprimée)**

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon \rightarrow \frac{160}{2 \times 11.5} = 6.95 < 10 \times 1 \rightarrow \text{Semelle de classe 01}$$

❖ **Classe de l'âme : (Flexion composée)**

$$\alpha = \frac{1}{d} \left( \frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1$$

$$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times F_Y} = \frac{27.23}{0.75 \times 23.5} = 1.54$$

$$\alpha = \frac{1}{27.1} \left( \frac{27.1 + 1.54}{2} \right) = 0.53 < 1 \quad \text{avec } \alpha > 0.5$$

Pour la section de classe 01 :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{27.1}{0.75} = 36.13 \quad \text{et} \quad \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} = \frac{396 \times 1}{(13 \times 0.53 - 1)} = 67.23$$

Donc :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha - 1)} \rightarrow \text{Âme de classe 01}$$

La section **IPE330** est de classe 1.

**e) Calcul des élancements réduits**

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{66.95}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.71 > 0.2 \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{42.25}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.44 > 0.2 \quad \text{il ya un risque de flambement}$$

Avec :  $\sqrt{\beta_w} = 1 \rightarrow$  L'IPE 330 est de classe 1.

**f) Calcul de coefficient de réduction**

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

Choix de la courbe de flambement d'après le tableau 5. 5. 3 Eurocode 3 :

Pour L'IPE330 : h = 330 mm, b = 160 mm,  $t_f = 11,5$  mm.

$$\text{Donc : } \frac{h}{b} = \frac{330}{160} = 2.06 > 1.2 ; \text{ et } t_f = 11,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm.}$$

**Tableau III-5** : Coefficients de flambement correspondant à la section IPE 330.

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

g) Calcul de  $\chi_{\min}$  :Avec :  $\chi_y \leq 1$ 

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

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

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.21 \times (0.71 - 0.2) + 0.71^2] = 0.805 \rightarrow \chi_y = 0.844$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{Avec : } \chi_z \leq 1$$

$$\varphi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.34 \times (0.44 - 0.2) + 0.44^2] = 0.637 \rightarrow \chi_z = 0.911$$

$$\chi_{\min} = (0.844; 0.911)$$

Donc :  $\chi_{\min} = 0.844$ h) Calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  $\beta_w = 1$  (section classe 1). $\chi_{lt}$  : Coefficient de réduction en fonction de  $\bar{\lambda}_{LT}$ .

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

 $M_{cr}$  : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[ \left( \frac{K}{K_W} \right)^2 \cdot \frac{I_W}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 \cdot Z_g)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 \cdot Z_g) \right\} \text{EC3 Art F.1.2 (1)}$$

- $C_1, C_2$  : Facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.  
 $C_1 = 0.972$        $C_2 = 0.304$
- K et  $K_W$  : les facteurs de longueur effective avec : K=0.5 appui simple  $K_W = 0.5$
- $Z_g = Z_a - Z_s$  ; avec :

 $Z_g = 0$  section doublement sémitique [1] figure 1.1.

$Z_a = -\frac{h}{2} = -16.5$  cm ; sous le vent (-) car l'orientation de repart est vers la semelle comprimé. Donc :  $Z_g = -16.5$  cm.

- 199000  $cm^6$  ;  $G=0.4E$ ;  $I = 788.1 cm^4$  ;  $l=9.18 m$ .

$$I_t = 28.15 cm^4; I_w =$$

$$M_{cr} = \frac{0.972 \times \pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 788.1}{(0.5 \times 918)^2}$$

$$\left\{ \left[ \left( \frac{0.5}{0.5} \right)^2 \times \frac{199000}{788.1} + \frac{(0.5 \times 918)^2 \times 0.4 \times 28.15}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 788.1} + (0,304 \times 16.5)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0,304 \times 16.5) \right\} = 876.862$$

KN.m

$$M_{PLY} = \frac{W_{PLY} \times F_Y}{\gamma M_0} = \frac{804.3 \times 23.5}{1.1} = 171.83 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{171.83}{876.862}} = 0.44$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.44 > 0.4$  donc il y a un risque de déversement.

Donc on doit vérifier le diversement.

### i) vérification au déversement

$$\frac{N}{X_{min} \times N_{PLY}} + \frac{K_{LT} \times M_Y}{X_{LT} \times M_{PLY}} \leq 1$$

Profilé laminé ;  $\alpha = 0,21$  ; Courbe(a)  $\rightarrow \chi_{LT}$

On tire  $\chi_{it}$  à partir du tableau 5.5.2 de [1] :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.44 \rightarrow \chi_{it} = 0.95$$

$$N_{y,sd} = 27.23 \text{ KN} \quad M_{sdy} = 127.67 \text{ KN.m}$$

- Calcul de coefficient k

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{X_z \times A \times F_Y}$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_y \times \beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{Mais : } \mu_{LT} \leq 0.9$$

$$\beta_{MLT} = 1.3$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 0.71 \times 1.3 - 0.15 = -0.115$$

$$X_z = 0.811$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{-0.115 \times 2723}{0.811 \times 235 \times 62.6 \times 10^2} = 1$$

Donc :

$$\frac{N}{X_{min} \times N_{PLY}} + \frac{K_{LT} \times M_Y}{X_{LT} \times M_{PLY}} = 0.022 + 0.78 = 0.802 < 1 \text{ C'est vérifié.}$$

L'IPE 330 convient comme potelet.

### **Conclusion**

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer le type des profilés des éléments secondaires qui sont capables de résister à leurs poids propres et à tous les efforts extrêmes du vent. Les profilés retenus après vérification pour différents éléments secondaires sont :

Les pannes : IPE180.

Les lisses : UAP 150. pour le long pan avec un rond de  $D = 10$  mm.

Les lisses : UAP 150. pour le pignon avec un rond de  $D = 10$  mm.

Les potelets : IPE330.

## Chapitre IV : Plancher Mixte

### IV – 1 Introduction

Dans la construction mixte, l'association de l'acier au béton est la combinaison la plus fréquemment utilisée. Bien que de nature différente, ces deux matériaux peuvent être complémentaires :

- Le béton résiste en compression et l'acier en traction.
- Les éléments métalliques sont relativement élancés et sujets au phénomène Voilement et le béton peut empêcher ce voilement.
- Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion ainsi qu'une isolation Thermique (amélioration de la résistance au feu).
- Sous réserve d'une disposition appropriée, l'acier permet de rendre la structure ductile.

Notre plancher mixte est composé d'une dalle en béton armé connectée sur des solives par des liaisons qui s'appellent connecteurs, Une telle dalle est dite collaborante car elle participe à l'inertie globale du plancher. Pour le dimensionnement et la vérification du plancher mixte on adopte la disposition des éléments structuraux montrée dans la figure IV-1.

Distance entre les solives est  $d = 1$  m.

La longueur de solives est  $l = 5$  m

Le plancher mixte se trouve entre le 8<sup>em</sup> et le 9<sup>em</sup> portique de le hangar la ou il y'a une aire de stockage (le hangar sans pont roulant).

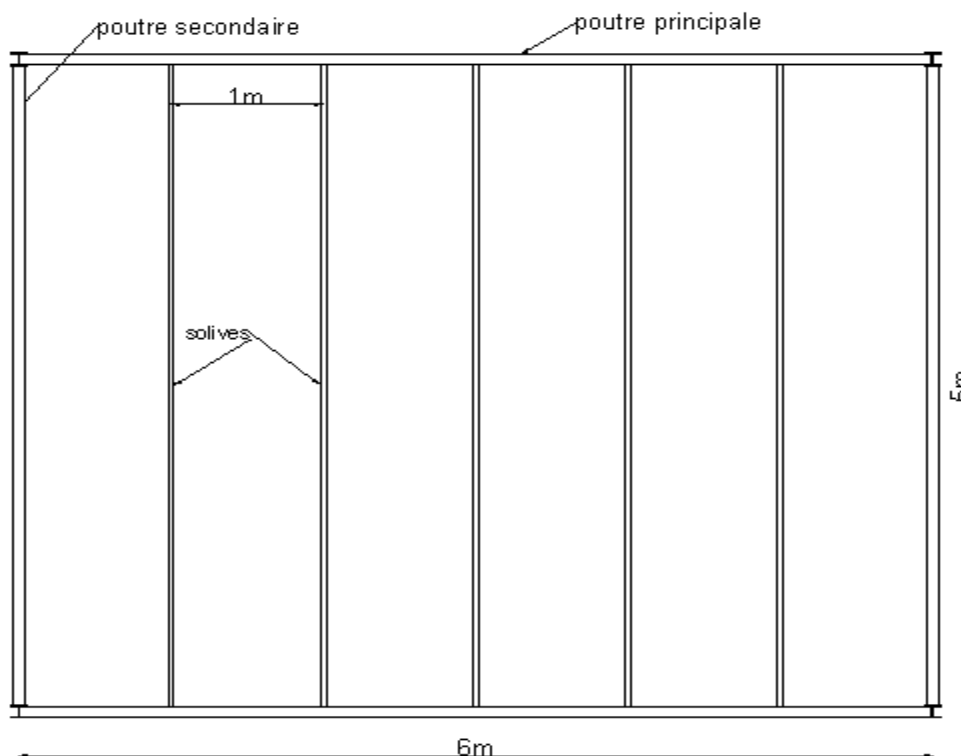


Figure IV -1 : Schéma de la disposition des solives

## IV-2 Caractéristique des éléments constructifs :

### a) Acier :

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

- Module d'élasticité longitudinal  $\rightarrow E_a = 21.10^4$  MPa
- La limite élastique en traction  $\rightarrow f_y = 235$  MPa

### b) Le béton :

Pour la dalle du plancher, on utilise un béton C  $\frac{25}{30}$  d'épaisseur  $e = 10$  cm, et de caractéristiques suivantes :

- La résistance caractéristique à la compression  $\rightarrow f_{c28} = 25$  MPa
- La masse volumique  $\rightarrow \rho = 2500$  Kg/m<sup>3</sup> = 2.5 KN/m<sup>2</sup>
- Le module d'élasticité longitudinal  $\rightarrow E_b = 14000$  MPa.
- le coefficient de retrait du béton  $\rightarrow \varepsilon = 2 \times 10^{-4}$
- le coefficient d'équivalence acier/béton :  $n = \frac{E_b}{E_a} = \frac{210000}{14000} = 15$

## IV-3 Méthode de calcul :

Le calcul du plancher mixte se fait en deux phases :

- ✓ Phase de construction.
- ✓ Phase finale (béton durci).

### a) Phase de construction :

Le profilé d'acier travaille seul et les charges correspondant à la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre de la tôle.
- Poids propre du béton frais.
- Surcharge de construction (ouvriers).

### b) Phase finale

Après durcissement du béton, la dalle en béton armée travaille en collaboration avec la poutre en acier, d'où on doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre de la tôle
- Poids propre du béton (durci) et revêtement
- Surcharge d'exploitation.

**IV-4 Vérification des solives en phase de construction :**

On choisira à priori l’IPE160 comme solives.

**a) Evaluation des charges :**

**a.1) Les charges permanentes**

Poids de la dalle en béton : .....Gb=250 daN/m<sup>2</sup>  
 Poids de la tôle (TN40) +accessoires : ..... Gt=14.7 daN/m<sup>2</sup>  
 Poids de la solive IPE160 : ..... Gs=15.8 daN/ml

$$G = (Gb + Gt) \times d + Gs = ( 250 + 14.7 ) \times 1 + 15.8$$

$$G = 280.5 \text{ daN/m}^2.$$

**a.2) Les charges variables :**

Charge des ouvriers : P = 100 daN/m<sup>2</sup>  
 Q = P × d = 100 × 1 = 100 daN/ml

**b) Combinaison de charges:**

❖ à l’ELU :

$$1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 280.5 + 1.5 \times 100 = 528.675 \text{ daN/ml}$$

$$q_u = 528.675 \text{ daN/ml.}$$

❖ à l’ELS :

$$G + Q = 280.5 + 100 = 380.5 \text{ daN/ml}$$

$$q_s = 380.5 \text{ daN/ml.}$$

**c) Vérification de la flèche :**

$$f_z = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\max} \text{ et la flèche maximale } f_{\max} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times 380.5 \times 500^4 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 869.3} = 1.69 \text{ cm} < 2.5 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée

Caractéristiques de l’IPE 160

Profilé	H (mm)	b (mm)	d (mm)	tw (mm)	tf (mm)	G(kg/m)	A (cm <sup>2</sup> )
IPE 160	160	82	127.2	5	7.4	15.8	20.9
	Iy(cm <sup>4</sup> )	WeIy (cm <sup>3</sup> )	WpIy cm <sup>3</sup> )	Iz (cm <sup>4</sup> )	WeIz (cm <sup>3</sup> )	WpIz (cm <sup>3</sup> )	iz (cm)
	869.3	108.7	124	68.31	16.66	26.10	1.84

**d) Vérifications de la résistance**

**d.1) Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} \leq \frac{1}{2} V_{pl rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{528.68 \times 5}{2} = 1321.7 \text{ daN}$$

$$\text{Donc : } V_{pl rd} = A_{vs} \times \frac{f_y}{\gamma_{mo} \times \sqrt{3}} = 970 \times \frac{23.5}{1 \times \sqrt{3}} = 13160.7 \text{ daN}$$

$$V_{pl rd} = 13160.7 \text{ daN} \rightarrow \frac{1}{2} V_{pl rd} = 6580.34 \text{ daN}$$

❖ Donc la condition est vérifiée

**d.2) Vérification au moment fléchissant**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante

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

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{528.68 \times 5^2}{8} = 1652.12 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{128.9 \times 23.5}{1} = 3029.15 \text{ daN.m}$$

On a :  $1652.12 \text{ daN.m} \leq 3029.15 \text{ daN.m}$

Donc : la condition est vérifiée

Puisque les conditions sont vérifiées, on n'aura pas besoin de faire d'étayement dans la première phase (construction).

**IV-5 Vérification des solives en phase finale****IV-5-1 Évaluation des charges****a) Les charges permanentes**

Poids de la dalle en béton : .....Gb=250 daN/m<sup>2</sup>

Poids de la tôle (TN40) +accessoires : .....Gt=14.7 daN/m<sup>2</sup>

Poids de solive IPE160 : ..... Gp=15.8 daN/ml

Poids de revêtement ( carrelage et mortier de pose) .....Gr= 80 daN/m<sup>2</sup>

Poids des cloisons.....Gc= 100 daN/m<sup>2</sup>

G = (Gb+Gt+Gr+Gc)\*d+Gp = (250+14.7+80+100)\*1+15.8= 460.5 daN/ml

→G=460.5 daN/m

**b) Les charges variables :**

Plancher courant : P=250 daN/m<sup>2</sup> (usage de bureaux)

Q=P .d=250×1=250daN/m

Q=250 daN

**IV-5-2 Combinaison des charges :**➤ **À l'ELS**

$$G + Q = 460.5 + 250 = 710.5 \text{ daN/m}$$

$$q_s = 710.5 \text{ daN/ml}$$

➤ **À l'ELU :**

$$\Sigma \gamma G \cdot G + \gamma Q \cdot Q = 1.35 \cdot 460.5 + 1.5 \cdot 250 = 996.68 \text{ daN/m}$$

$$q_u = 996.68 \text{ daN/ml}$$

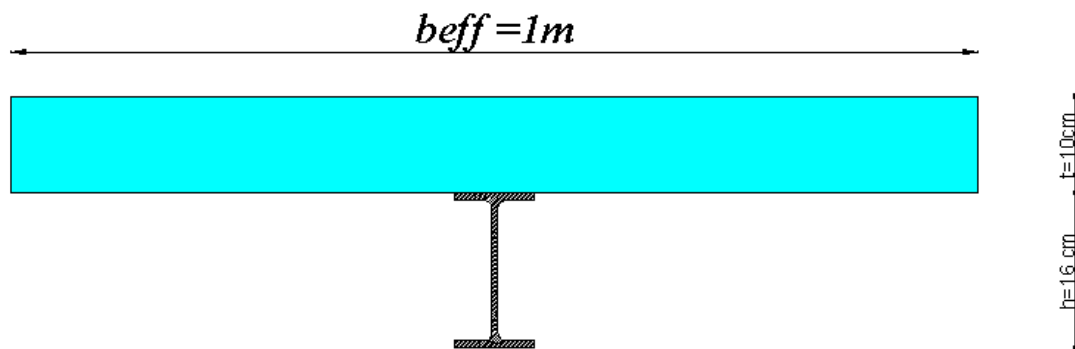
Après le durcissement du béton, l'inertie de la dalle participe  $I_1$  participe avec l'inertie des solives  $I_2$ , ce qui donne une inertie équivalente  $I$ .

**IV-5-3 Calcul de la largeur efficace du béton**

La largeur efficace du béton qui participe à l'inertie équivalente  $I$  de la section mixte notée par  $B_{\text{eff}}$  est donnée par :

$$b_{\text{eff}} = \min \left[ 2 \frac{l_0}{8}; b \right] \text{ et } l_0 = 5 \text{ m et } b = 1 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = \min \left[ 2 \frac{5}{8}; 1 \right] = 1 \text{ m}$$



**Figure IV -2 :** Largeur effective de la dalle

**IV-5-4 Position de l'axe neutre :**

La position de l'axe neutre (T) de la section mixte par rapport à l'axe neutre de la solive est donnée par la formule suivant :

$$d = \frac{t \times B_{\text{eff}}}{n} \times \frac{t+h}{2s} \text{ et } n = 15 ; t = e = 10 \text{ cm}, B_{\text{eff}} = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm.}$$

$$S = A + \frac{B}{n} \text{ et } B = b \times t \text{ donc } S = 20.1 + \frac{10 \times 100}{15} = 86.76 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors } d = \frac{10 \times 100}{15} \times \frac{10+16}{2 \times 86.76} = 9.98 \text{ cm}$$

**IV-5-5 Position de l'axe neutre plastique :**

$Z_{\text{apn}}$ : position de l'axe neutre plastique à partir de la fibre supérieure du béton.

L'axe neutre plastique est un axe qui divise la section en deux aires égales.

$$F_a = A \frac{f_y}{\gamma M_1} = 20.9 \times \frac{23.5}{1.1} = 446.5 \text{ KN}$$

$$F_c = B_{\text{eff}} \cdot h_c \left[ 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_c} \right] = 100 \times 10 \times \left[ 0.85 \times \frac{2.5}{1.5} \right] = 1416.67 \text{ KN}$$

$F_c > F_a \rightarrow$  axe neutre plastique va passer dans la dalle.

$$Z_{\text{apn}} = \frac{F_a}{B_{\text{eff}} \cdot \left[ 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_c} \right]} = \frac{446.5}{100 \cdot \left[ 0.85 \times \frac{2.5}{1.5} \right]} = 3.15 \text{ cm} \leq h_c$$

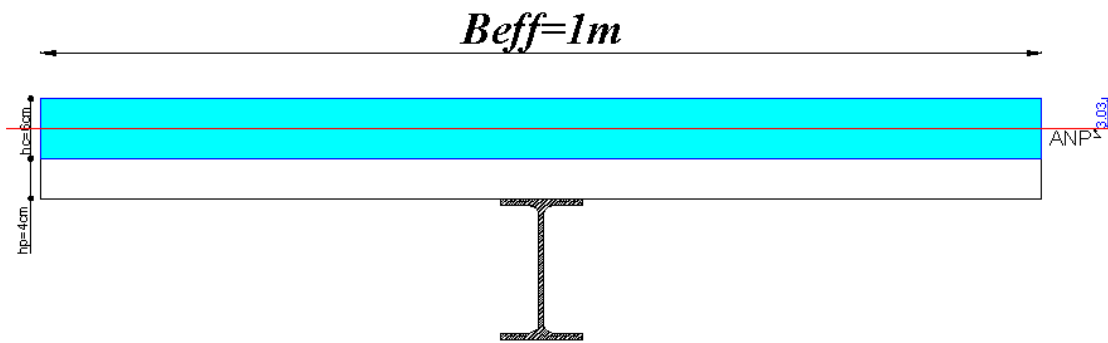


Figure IV -3 : position de l'axe neutre plastique qui se trouve dans la dalle.

#### IV-5-6 Moment d'inertie de la section mixte :

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre ( T ) :

$$I = I_a + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12 \times n} + \frac{b \times t}{n} \left[ \frac{t+h}{2} - d \right]^2$$

$$I = 869.3 + 20.1 \times (9.99)^2 + \frac{100 \times 10^3}{12 \times 15} + \frac{100 \times 10}{15} \left[ \frac{10+16}{2} - 9.98 \right]^2$$

$$I = 4034.84 \text{ cm}^4$$

$$M_{\text{max}} = M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{996.68 \times 5^2}{8} = 3114.62 \text{ daN.m}$$

#### IV-5-7 Contrainte de flexion simple

##### IV-5-7-1 Contrainte dans la poutre d'acier

###### a) Fibre inférieure :(Traction)

$$\sigma_{\text{ai}} = \frac{M_{\text{max}}}{I} v_i \text{ et } v_i = \frac{h}{2} + d = \frac{16}{2} + 9.98 = 17.98 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{ai}} = \frac{3114.62 \times 10^4}{4034.84 \times 10^4} \times 179.8 = 138.87 \text{ N/mm}^2 = 138.87 \text{ MPa}$$

donc  $\sigma_{\text{ai}} = - 138.87 \text{ MPa}$ .

###### b) Fibre supérieure :(Traction)

$$\sigma_{\text{as}} = \frac{M_{\text{max}}}{I} (v_s - t) \text{ et } v_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{16}{2} + 10 - 9.98 = 8.01 \text{ cm}$$

$$\sigma_{as} = \frac{3114.62 \times 10^4}{4034.84 \times 10^4} \times (80.1 - 100) = -15.36 \text{ N/mm}^2 = -15.36 \text{ MPa}$$

donc  $\sigma_{as} = -15.36 \text{ MPa}$ .

#### IV-5-8-2 Contrainte dans la dalle en béton :

##### a) Fibre supérieure : (Compression)

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{\max}}{I. n} v_s = \frac{3114.62 \times 10^4}{4034.84 \times 15 \times 10^4} \times 80.1 = 4.12 \text{ N/mm}^2 = 4.12 \text{ MPa}$$

donc  $\sigma_{bs} = 4.12 \text{ MPa}$ .

##### b) Fibre inférieure : (traction)

$$\sigma_{bi} = \frac{M_{\max}}{I. n} (v_s - t) \text{ et } v_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{16}{2} + 10 - 9.99 = 8.01 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{3114.62 \times 10^4}{4034.84 \times 15 \times 10^4} \times (80.1 - 100) = -1.02 \text{ N/mm}^2 = -1.02 \text{ MPa}$$

donc  $\sigma_{bi} = -1.02 \text{ MPa}$ .

La Figure IV -4 présente le Diagramme des contraintes de flexion dues aux charges extérieures

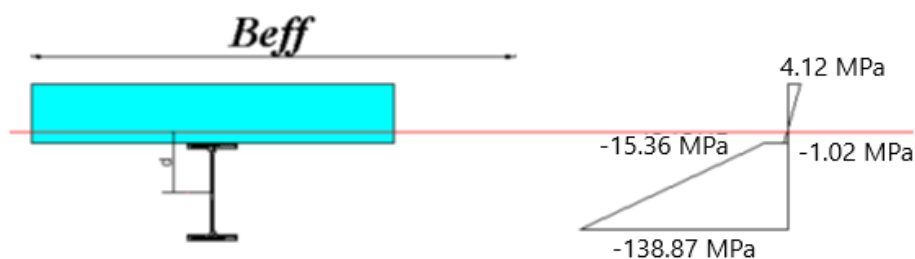


Figure IV -4 : Diagramme des contraintes de flexion dues aux charges extérieures

#### IV-5-9 Vérification de la flèche :

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I} \leq f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm}$$

$f_{\max} = \frac{5 \times 710.5 \times 500^4 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 4034.84 \times 10^6} = 0.68 \text{ cm}$  et  $f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$  ..... Donc la flèche est vérifiée

#### IV-5-10 Vérifications à la résistance

##### IV-5-10-1 Vérification au moment fléchissant:(résistance)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{pl\ rd} = F_a \left[ \frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z_{apn}}{2} \right]$$

$$M_{pl\ rd} = 42941 \times \left[ \frac{0.16}{2} + 0.04 + 0.06 - \frac{0.0303}{2} \right] = 7078.82 \text{ daN.m}$$

Donc :  $M_{sd} = 3114.62 < M_{pl\ rd} = 7078.82$  ..... Condition vérifiée !

##### IV-5-10-2 Vérification à l'effort tranchant : (cisaillement)

On vérifie ce qui suit :

$$\tau \leq 0.58 f_y$$

$$\tau = \frac{V_{sd}}{h_1 \times t_w} \quad \text{et} \quad 0.58 f_y = 0.58 \times 235 = 136.3 \text{ MPa}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{996.68 \times 5}{2} = 2491.7 \text{ daN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd}}{h_1 \times t_w} = \frac{2491.7}{145.2 \times 5} = 34.32 \text{ MPa}$$

$\tau = 34.32 \text{ MPa} < 0.58 f_y = 136.3 \text{ MPa}$  .... Condition est vérifiée

#### IV-5-11 Contraintes additionnelles de retrait

Juste après le coulage, le béton dans la phase du durcissant, devrait s'accompagner D'un retrait (raccourcissement  $\varepsilon$ ). Mais la dalle étant solidarifiée avec les poutres en Acier, ce retrait est gêné par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, Sur la section acier/béton.

Ces effets provoquent :

- un raccourcissement  $\varepsilon_a$  de la poutre acier,
- un allongement  $\varepsilon_b$  de la dalle béton (par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, en fait, ce qui équivaut à un allongement).

$$\beta = \frac{h + t}{2} = \frac{16 + 10}{2} = 13 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A_a \cdot \beta} = \frac{869.3}{20.1 \times 13} = 3.32 \text{ cm}$$

$$K = \frac{A_a \times A_c \times E_a \times \beta \times \varepsilon}{n \times I_a \times A_a + A_c \times I_a + \beta^2 \times A_a \times A_c} = \frac{100 \times 10 \times 2.1 \times 10^6 \times 13 \times 20.1 \times 2 \times 10^{-2}}{15 \times 869.3 \times 20.1 + 100 \times 10 \times 869.3 + 13^2 \times 10 \times 100 \times 20.1}$$

$$K = 24.23 \text{ DaN/cm}^3$$

$D_1$  Distance entre l'interface et l'axe neutre de la section homogène

$$\text{➤ } D_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{16}{2} + 3.32 = 11.32 \text{ cm}$$

$D_2$  Distance entre la fibre supérieure du béton et l'axe neutre de la section homogène.

$$\text{➤ } D_2 = D_1 + t = 11.32 + 10 = 21.32 \text{ cm}$$

$$E_a \times \varepsilon = 2.1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} = 42 \text{ MPa}$$

#### IV-5-11-1 Dans l'acier

##### a) Fibre supérieure (traction)

$$\sigma_{as} = k \times D_1 = 24.23 \times 11.32 = 274.28 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{as} = 27.42 \text{ MPa}$$

##### b) Fibre inférieure (compression)

$$\sigma_{ai} = k \times (h - D_1) = 24.23 \times (16 - 11.32) = 113.39 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{ai} = 11.34 \text{ MPa}$$

#### IV-5-11-2 Dans le béton

##### a) Fibre supérieure (traction)

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n} \times (E_a \varepsilon - k D_2) = \frac{1}{15} \times (42 - 0.2423 \times 213.2) = 0.643 \text{ MPa} \dots$$

$$\sigma_{bs} = 0.643 \text{ MPa} \dots \text{ Alors on a de la traction}$$

##### b) Fibre inférieure (traction)

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n} \times (E_a \varepsilon - k D_1) = \frac{1}{15} \times (42 - 0.2423 \times 113.2) = 0.971 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = 0.971 \text{ MPa}$$

#### IV-5-12 Contraintes finales

##### IV-5-12-1 Dans l'acier

##### a) Semelle supérieure (Compression)

$$\sigma_{as} = 27.42 + 15.35 = 42.77 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa}$$

##### b) Semelle inférieure :(Traction)

$$\sigma_{ai} = 138.87 - 11.34 = 127.54 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa}$$

##### IV-5-12-2 Dans le béton

##### a) Fibre supérieure : (Compression)

$$\sigma_{bs} = 4.12 - 0.643 = 3.477 \text{ MPa} < 25 \text{ MPa}$$

##### b) Fibre inférieure :(traction)

$$\sigma_{bi} = -1.02 + 0.971 = -0.049 \text{ MPa} < f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

On montre dans la Figure IV -5 le Diagramme des contraintes finales.

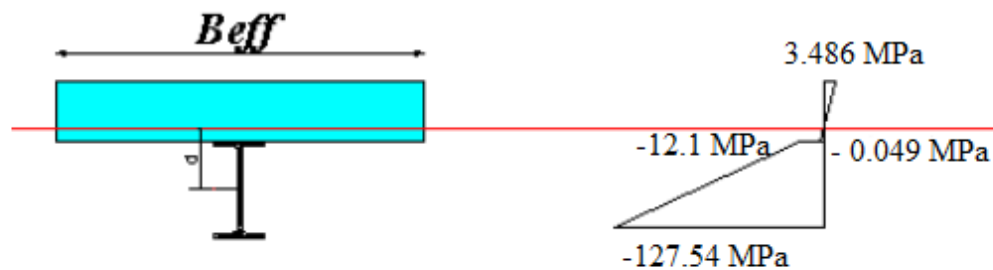


Figure IV -5: Diagramme des contraintes finales

#### IV-6 Calcul de la poutre principale :

Les poutres porteuses sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion. Dans notre cas on va s'intéresser pour le cas le plus défavorable.

##### IV-6-1 Caractéristiques du plancher

Portée des poutres :  $L = 6\text{m}$

Entre axe des poutres :  $d_{\text{sommier}} = 5\text{m}$

Entre axe des solives :  $d_{\text{solive}} = 1\text{m}$

Charges permanentes du plancher :  $G = 4.357\text{KN/m}^2$

Surcharges d'exploitation :  $Q = 2,5\text{KN/m}^2$

Poids de la solive :  $G_{\text{solive}} = 0,158\text{KN/m}$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{\text{solive}} = G_{\text{solive}} \cdot e_{\text{sommier}} = 0,158 \times 5 = 0,79\text{KN}$$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{\text{solive}} = G_{\text{solive}} \times e_{\text{Sommier}} = 0,158 \times 5 = 0,79\text{KN}$$

##### IV-6-2 Vérification de la flèche

Pour vérifier cette poutre, on utilise le principe de superposition.

La Figure IV -6 présente un schéma statique des poutres.

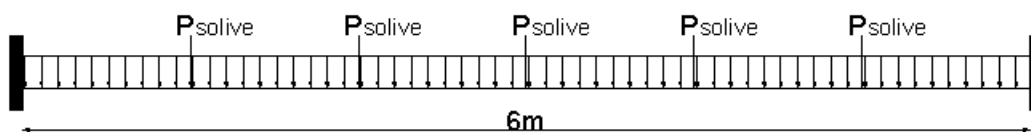


Figure IV -6 : Schéma statique des poutres

On considère le sommier (la poutre) soumis à une charge répartie  $P_s$  sur sa longueur

### IV-6-3 Pré dimensionnement

$$P_p = [G + Q] \times d_{\text{sommier}} + \left[ \frac{5 \cdot P_{\text{solvive}}}{L} \right] = [4.357 + 2.5] \times 5 + \left[ \frac{5 \times 0.79}{6} \right] = 34.943 \text{ KN/m}$$

$$f_z = \frac{P_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} \text{ et } f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{P_s \times l^4}{384 \times E \times 2.4} \rightarrow I_y \geq \frac{34.943 \times 600^4 \times 10^{-1}}{384 \times 2.1 \times 2.4 \times 10^5} = 2339.93 \text{ cm}^4$$

On choisit préliminairement un IPE220.

#### a) Vérification de la flèche en tenant compte du poids du profilé

$$P'_p = P_p + G_{\text{profilé}} = 34.943 + 0.262 = 35.205 \text{ KN / m}$$

$$f_z = \frac{P'_p \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} \text{ et } f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

$$f_z \geq \frac{P'_p \times l^4}{384 \times E \times I_y} \rightarrow f_z \geq \frac{35.205 \times 600^4 \times 10^{-1}}{384 \times 2.1 \times 2772 \times 10^5} = 2.04 \text{ cm}^4 \leq 2.4 \text{ cm} \dots \text{ Condition}$$

vérifiée

### IV-6-4 Vérification de la résistance

#### ❖ a) Classification de la semelle (semelle comprimé)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{t_f} = \frac{110}{9.2} = 5.98 \leq 10 \varepsilon$$

$$\text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \text{ et } f_y = 235 \text{ MPa (E24)} \dots \text{ Semelle de classe 1}$$

#### ❖ b) Classification de l'âme (âme fléchie)

$$\frac{d}{t_w} < 72 \varepsilon \rightarrow \frac{177.6}{5.9} = 30.1 \leq 72 \varepsilon$$

Âme de classe 1  $\rightarrow$  la section est de classe 1  $\rightarrow$  Donc IPE200 est de classe 1

#### IV-6-4-1 Vérification au moment de flexion :

$$P_u = 1.35 [(G \cdot d_{\text{sommier}}) + 5(G_{\text{profilé}} \cdot d_{\text{sommier}}) / L] + 1.5 Q \cdot d_{\text{sommier}}$$

$$P_u = 1.35 [(4.357 \times 5) + 5 \times (0.262 \times 5) / 6] + 1.5 \times (2.5 \times 5) = 49.63 \text{ KN / m}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{P_u \times l^2}{12} = \frac{49.63 \times 6^2}{12} = 148.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{pl rd}} = \frac{W_{\text{pl}} \times f_y}{\gamma_{\text{mo}}} = \frac{285.4 \times 23.5}{1} = 6706.9 \text{ KN.cm} = 67.07 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} > M_{pl\ rd}$  donc la condition n'est pas vérifiée !!! alors on doit augmenter la section du profilé.

$$M_{pl\ rd} > M_{sd} \rightarrow \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq \frac{P_u \times l^2}{12} \text{ donc } W_{pl} \geq \frac{P_u \times l^2 \times \gamma_{m0}}{12 \times f_y} = \frac{49.63 \times 1 \times 6^2}{12 \times 23.5}$$

$$W_{pl} \geq 633.57$$

On adopte un profilé IPE330.

D'où :

$$P_u = 1.35 [(G \cdot d_{\text{sommier}}) + 5(G_{\text{profilé}} \cdot d_{\text{sommier}}) / L] + 1.5Q \cdot d_{\text{sommier}}$$

$$P_u = 1.35 [(4.357 \times 5) + 5 \times (0.491 \times 5) / 6] + 1.5 \times (2.5 \times 5) = 50.92 \text{ KN m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u \times l^2}{12} = \frac{50.92 \times 6^2}{12} = 152.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl\ rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{804.3 \times 23.5}{1} = 18901.05 \text{ KN.cm} = 189.01 \text{ KN.m}$$

$M_{pl\ rd} > M_{sd}$  ... donc la condition est vérifiée !

#### IV-6-4-2 Vérification au Cisaillement

$$V_{sd} = \frac{P_u L + 5(G_{\text{profilé}} \cdot d_{\text{sommier}})}{2} = \frac{50.92 \times 6 + 5(0.491 \times 5)}{2} = 158.9 \text{ KN}$$

$$V_{pl\ rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = \frac{30.81 \times \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 418.02 \text{ KN}$$

$V_{sd} < V_{pl\ rd} \rightarrow$  Toutes les conditions sont vérifiées, alors on accepte l'**IPE330** comme poutre principale du plancher.

#### IV-7 Calcul de la poutre secondaire

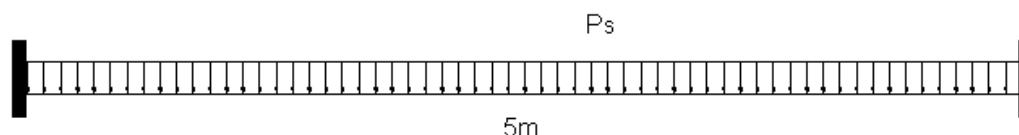


Figure IV -7 : Schéma statique de la poutre secondaire

##### IV-7-1 Caractéristiques de la poutre secondaire

Portée de la poutre :  $L=5\text{m}$

Entre axe de la poutre :  $d_{\text{poutre}}= 1\text{m}$

Charges permanentes du plancher :  $G = 4.357\text{KN/m}^2$

Surcharges d'exploitation :  $Q = 2,5\text{KN/m}^2$

**IV-7-2 Pré dimensionnement**

$$P_s = [G+Q].d_{poutre} = [4.357 + 2.5] \times 1 = [6.857] \cdot 1 = 6.857 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier que

$$f_z = \frac{P_s \times l^4}{384 \times E \times I_{y1}} \leq f_{adm} \text{ et } f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{P_s \times l^4}{384 \times E \times 2} \rightarrow I_y \geq \frac{6.857 \times 500^4 \times 10^{-1}}{384 \times 2.1 \times 2 \times 10^5} = 265.72 \text{ cm}^4$$

On choisit préliminairement un IPE120 .

**a) Vérification de la flèche en tenant compte du poids du profilé**

$$P'_s = [G+Q] d_{poutre} + G_{poutre} = [4.357+2.5] 1 + 0.104 = 6.961 \text{ KN/m}$$

$$f_z = \frac{P'_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} \text{ et } f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm}$$

$$f_z \geq \frac{P'_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \rightarrow f_z \geq \frac{6.961 \times 500^4 \times 10^{-1}}{384 \times 2.1 \times 317.8 \times 10^5} = 1.69 \text{ cm}^4 \leq 2 \text{ cm} \dots \text{ Condition vérifiée}$$

**IV-7-3 Vérifications de la résistance****IV-7-3-1 Détermination de la classe de la section****❖ a) Classification de la semelle (semelle comprimé)**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{t_f} = \frac{64}{6.3} = 5.07 \leq 10 \varepsilon$$

$$\text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \text{ et } f_y = 235 \text{ MPa (E24)} \dots \text{ Semelle de classe 1}$$

**❖ b) Classification de l'âme (âme fléchie)**

$$\frac{d}{t_w} < 72 \varepsilon \rightarrow \frac{93.4}{4.4} = 21.3 \leq 72 \varepsilon$$

Âme de classe 1  $\rightarrow$  la section est de classe 1  $\rightarrow$  Donc IPE120 est de classe 1

**IV-7-3-2 Vérification au moment**

$$P_u = 1.35 (G.d_{poutre} + G_{profilé}) + 1.5 Q.d_{poutre}$$

$$P_u = 1.35 (4.357 \times 1 + 0.104) + 1.5 (2.5 \times 1) = 9.77 \text{ KN m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u \times l^2}{12} = \frac{9.77 \times 5^2}{12} = 20.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{60.73 \times 23.5}{1} = 1427.155 \text{ KN.cm} = 14.27 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} > M_{pl rd} \dots$  la condition non vérifiée !

La condition de résistance n'est vérifiée on augmente a un profilé IPE140  
On aura :

$$P_u = 1.35 (G.d_{poutre} + G_{profilé}) + 1.5 Q.d_{poutre}$$

$$P_u = 1.35 (4.357 \times 1 + 0.129) + 1.5 (2.5 \times 1) = 9.806 \text{ KN m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u \times l^2}{12} = \frac{9.806 \times 5^2}{12} = 20.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{88.34 \times 23.5}{1} = 2075.99 \text{ KN.cm} = 20.75 \text{ KN.m}$$

$M_{pl rd} > M_{sd}$  condition vérifiée

### IV-7-3-3 Vérification au Cisaillement

$$V_{sd} = \frac{P_u L}{2} = \frac{9.806 \times 5}{2} = 24.51 \text{ KN}$$

$$V_{pl rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{mo}} = \frac{7.64 \times \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 103.65 \text{ KN}$$

$V_{sd} < V_{pl rd} \rightarrow$  Toutes les conditions sont vérifiées, alors on accepte **IPE140** pour la poutre secondaire de plancher.

### IV-8 Calcul et dimensionnement des connecteurs

Pour éviter le glissement apparait entre le béton et l'acier due aux actions extérieures et rendre homogène le béton et l'acier on utilise des connecteurs.

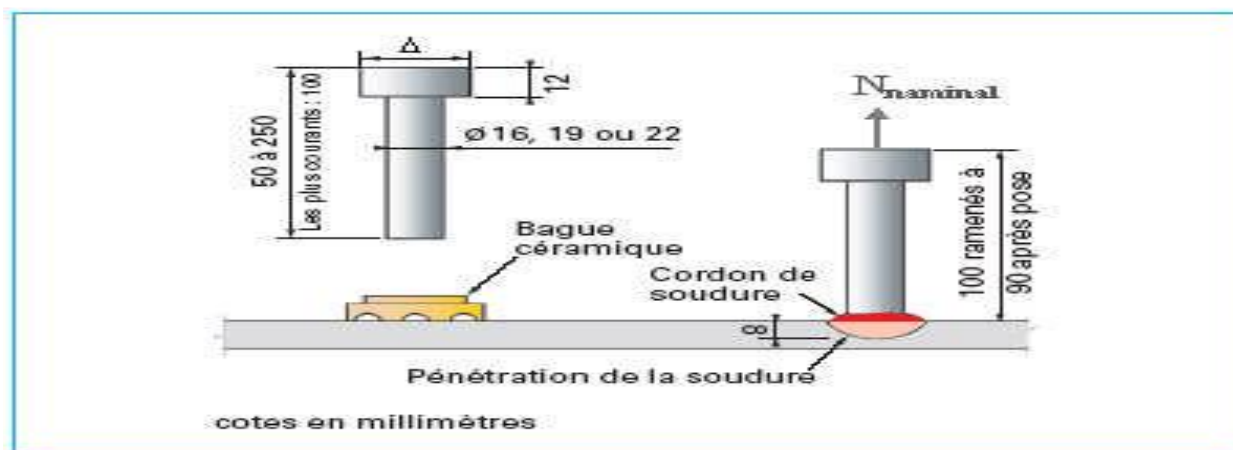


Figure IV -8 : Caractéristique des connecteurs

#### IV-8-1 Calcul des connecteurs

Le nombre de connecteurs doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul divisé par la résistance de calcul d'un connecteur  $P_{rd}$  (Eurocode 4),

$$N \geq \frac{V_{lf}}{P_{rd}}$$

### IV-8-2 Capacité de déformation des connecteurs

On appelle connecteurs ductiles ceux qui offrent une capacité de déformation Sufficiente pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique idéal de la Connexion à la structure considérée

$$10 \leq L \leq 25 \text{ et } \frac{N}{N_f} \geq 0.04 L$$

Avec :

L : portée en mètre.

Nf : le nombre de connecteurs déterminé pour la longueur de la poutre

N : nombre de connecteurs présents à l'intérieur de la même longueur de poutre.

### IV-8-3 Effort de cisaillement longitudinal

Connections complète :

$$V_{lf} = \min \left\{ \frac{f_y \times A_a}{\gamma_{m1}} ; \frac{0.85 \times h_c \times f_{c28}}{\gamma_c} \right\} \dots\dots\dots [EC04 \text{ art } (6.2.1.1)]$$

Avec :

A<sub>a</sub>: Aire de l'élément structural

f<sub>c28</sub>: La résistance caractéristique sur cylindre du béton, à l'âge considérée.

γ<sub>m1</sub> : Coefficient de sécurité pour l'acier.

γ<sub>c</sub> : Coefficient de sécurité pour le béton

h<sub>c</sub> : Hauteur de la dalle.

### IV-8-4 Résistance de calcul des connecteurs :

Les goujons à tête sont utilisés avec des tôles profilées en acier.

Tôles dont les nervures sont perpendiculaires aux poutres porteuses

$$P_{rd} = \min \{ P_{rd1} ; P_{rd2} \} \quad [EC04 \text{ art } (6.3.2.1)]$$

$$P_{rd1} = 0.8 f_u \frac{\pi d^2}{4} \frac{1}{\gamma_v} \dots\dots\dots (IV-1)$$

$$P_{rd2} = 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \dots\dots\dots (IV-2)$$

Avec :

d : le diamètre du fut du goujon.

f<sub>u</sub>: résistance en traction spécifique du matériau du goujon, sans dépasser 500 N/m<sup>2</sup>

f<sub>ck</sub> : la résistance caractéristique sur cylindre du béton, à l'âge considérée.

E<sub>cm</sub>: la valeur moyenne du module sécant du béton.

γ<sub>v</sub>: Coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.25 à l'état limite ultime.

α : facteur de correction.

Et

- α = 1 pour  $\frac{h}{d} > 4$
- α = 0.2 [  $\frac{h}{d} + 1$  ] pour  $3 < \frac{h}{d} < 4$

ou le  $h$  est la hauteur hors tout du goujon.

#### IV-8-5 Calcul des goujons

$$b_0 = 300 \text{ mm} \quad h_p = 40 \text{ mm} \quad h = 80 \text{ mm} \quad d = 19 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{19} = 4.21 > 4 \text{ donc } \alpha = 1$$

##### IV-8-5-1 Calcul du nombre de goujons :

###### a) Calcul de $V_{If}$ :

$$A_{a \text{ ipe160}} = 20.1 \text{ cm}^2 \quad f_y = 23.5 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{et} \quad f_{ck} = 2.5 \text{ KN/cm}^2 \quad (25/30) \quad \gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_{m1} = 1 \quad A_c = B_{\text{eff}} \cdot t = 100 \times 10 = 1000 \text{ cm}^2.$$

$$V_{If} = \min \left\{ \frac{20.1 \times 23.5}{1}; \frac{0.85 \times 2.5 \times 1000}{1} \right\} = \min \{ 472.35 ; 2125 \}$$

$$V_{If} = 472.35 \text{ KN}$$

###### b) Calcul de $P_{rd}$ :

$$f_u = 40 \text{ KN/cm}^2 ; f_{ck} = 2.5 \text{ KN/cm}^2 ; E_{cm} = 30.5 \times 10^2 ; \alpha = 1$$

$$\text{Selon l'eq 1 : } P_{rd1} = 0.8 \times 40 \frac{3.14 \cdot 1.9^2}{4} \times \frac{1}{1.25} = 72.54 \text{ KN}$$

$$\text{Selon l'eq 2 : } P_{rd2} = 0.29 \times 1 \times 1.9^2 \times \sqrt{2.5 \times 30.5 \times 10^2} \times \frac{1}{1.25} = 73.13 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } P_{rd} = \min \{ P_{rd1} ; P_{rd2} \} = \min \{ 72.54 ; 73.13 \} = 72.54 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N \geq \frac{472.35}{72.54} \rightarrow N \geq 6.51 \rightarrow N = 7 \text{ Goujons}$$

Soit  $N = 7$  goujons sur la demi-longueur de la poutre, c'est-à-dire 14 goujons sur la longueur totale de la poutre.

Il est permis d'espacer les goujons uniformément sur la longueur d'interface, car ici toutes les sections critiques considérées sont de classe 1. La distance entre goujons est de :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} \quad \text{et} \quad L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{500}{2} = 250 \text{ cm}$$

$$S = \frac{250}{7} = 35.71 \text{ cm} \rightarrow \text{Donc chaque } 35.7 \text{ cm on a un goujon.}$$

#### IV-8-6 Vérification des soudures :

$a$  = Epaisseur de la gorge

$$a > \min (d ; t_f) = \min ( 19 ; 7.4 ) = 7.4 \text{ mm} = 7.5 \text{ mm}$$

$l$ : longueur de cordon de soudure circulaire

$$l = \pi \times d = 3.14 \times 19 = 59.66 \text{ mm}$$

ACIER 235 :

$$\triangleright \beta_w = 0.8$$

$$\triangleright \gamma_{mw} = 1.25$$

$$\triangleright f_u = 360 \text{ MPa}$$

L'effort résistant au cisaillement :

$$F_{wrd} = a \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}}$$

$$F_{wrd} = 7.5 \times 59.66 \times \frac{360 \times 10^{-3}}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} = 93 \text{ KN}$$

L'effort sollicitant est donnée par :

$$F_{sd} = \frac{V_{lf}}{N} = \frac{472.35}{7} = 67.47 \text{ KN}$$

On a  $F_{wrd} > F_{sd}$  la condition est vérifiée !

## IV-9 Ferrailage de la dalle du plancher :

### IV-9-1 Combinaisons d'actions :

✓ ELU

$$PS = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 4.5 + 1.5 \times 2.5 = 9.825 \text{ KN/m}^2$$

✓ ELS

$$Ps = G \times Q = 4.5 + 2.5 = 7 \text{ KN/m}$$

### IV-9-2 Moment en travée et en appuis :

$$j = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1}{5} = 0.2 \rightarrow \text{la dalle travaille dans un seul sens } l_x$$

$$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{9.825 \times 1^2}{8} = 1.23 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée } M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 1.23 = 1.05 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment sur appuis : } M_a = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times 1.23 = 0.492 \text{ KN.m}$$

### IV-9-3 Calcul des armatures en travée :

$$b = 1 \text{ m,}$$

$$h = 100 - 40 = 6 \text{ cm} = 0.06 \text{ m}$$

$$d = 0.9h = 0.054 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.05}{1 \times 0.054^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.25 < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.366$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.054 \times (1 - 0.4 \times 0.366) = 0.046 \text{ m} = 4.6 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{1.05 \times 10^6}{46 \times 384} = 59.44 \text{ cm}^2$$

A partir du tab de ferrailage on a : 7T6 = 1.98 cm<sup>2</sup>.

**IV-9-3-1 Les armatures de répartition :**

Les armatures de répartition sont donnée par

$$A_r = \frac{T_8}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 \text{ cm}^2$$

On a fixé : 7T6 = 1.98 cm<sup>2</sup>.

**IV-9-3-2 Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times \frac{100 \times 0.054 \times 2.1 \times 10^2}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 < T_8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

vérifiée .

**IV-9-4 Calcul des armatures en appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.492}{1 \times 0.054^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.12 < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.16$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.054 \times (1 - 0.4 \times 0.16) = 0.05 \text{ m} = 5 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{0.492 \times 10^6}{46 \times 384} = 27.85 \text{ cm}^2$$

A partit du tab de ferrailage on a aussi : 7T6 = 1.98 cm<sup>2</sup>.

**IV-9-4-1 Espacement des barres :**

Selon x-x

$$S_{t // x} = \min [3 h_c ; 33] \rightarrow S_{t // x} = 18 \text{ cm}$$

La condition à satisfaire est :

$$S_{t // x} = \frac{100}{7} = 14.28 \text{ cm} < 18 \text{ cm} \text{ vérifiée}$$

Selon Y-Y

$$S_{t // y} = \min [4 h_c ; 45] \rightarrow S_{t // y} = 24 \text{ cm}$$

La condition à satisfaire est :

$$S_{t // y} = \frac{100}{7} = 14.28 \text{ cm} < 24 \text{ cm} \text{ vérifiée}$$

Donc on va poser un treillis a soudée T6 espacé de 15 cm.

**IV-9-5 Vérification de l'effort tranchant :**

$$V = \frac{P_u \times 1}{2} = \frac{9.825 \times 1}{2} = 4.91 \text{ KN.m}$$

$$\tau = \frac{V}{b \times d} = \frac{4.91 \times 10^3}{10^3 \times 0.054 \times 10^3} = 0.09 \text{ MPa}$$

$$\tau' = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$\tau < \tau'$  .....condition vérifiée

**IV-9-6 Conclusion :**

À travers cette étude nous avons montré que le plancher mixte réalisé avec

Une dalle en béton d'épaisseur 10 cm posé sur des solives IPE160

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de

Diamètre 19mm, espacées de 35,7 cm.

## IV-10 Escalier

### Introduction :

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

#### a) Palier :

Est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.

#### b) Volée :

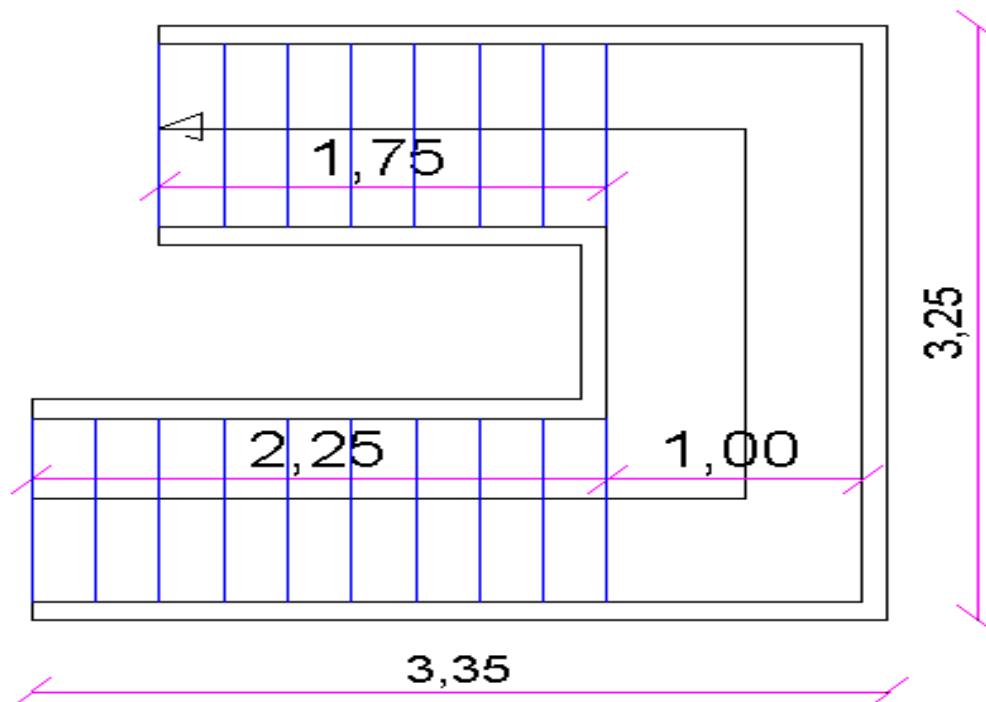
Est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

#### c) Limon :

Est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère. Pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle et le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer en U sur l'âme verticale.

#### d) Garde-corps :

Il est utilisé pour assurer la sécurité des personnes.



**Figure IV -9 :** Présentation en plan de l'escalier

$h=19\text{cm}$  : hauteur de marche.

$g=25\text{cm}$  : largeur de marche.

$a=1,0\text{m}$  : longueur de marche.

$H=3,06\text{m}$  : hauteur de l'étage.

$$N = \frac{H}{h} = \frac{306}{19} = 16 \text{ marches}$$

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H}{g} = \frac{19}{25} = 0.76 \rightarrow \alpha = 37.23$$

On vérifie selon Blondel :

Blondel II faut vérifier que :  $59 \leq m \leq 66$  et  $m = g + 2h = 25 + 2 \times 19 = 63 \text{ cm}$

$59 \leq 63 \leq 66$  vérifiée

### IV-10-1 Dimensionnement de cornière de support (Cornière de marche)

#### IV-10-1-1 Évaluations des charges :

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

##### IV-10-1-1-1 Détermination de la section de la cornière :

###### a) Les charges permanentes : (sauf Pprofile)

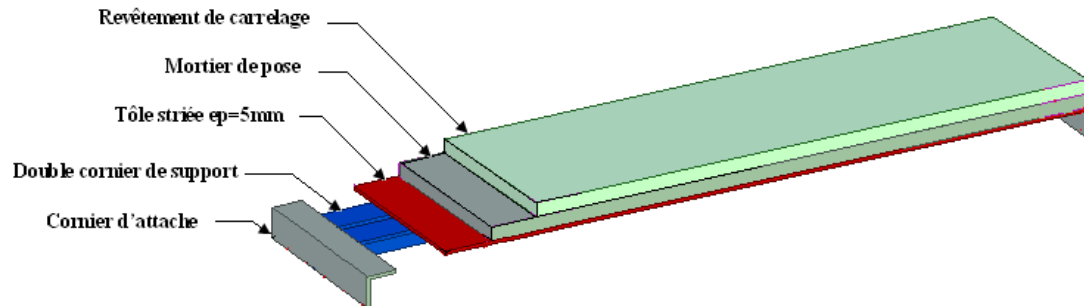


Figure IV -10 : Les constituants de marche

Tôle striée  $ep=5\text{mm} \rightarrow G1=45\text{daN/m}^2$

Mortier de pose  $\rightarrow G2=40\text{daN/m}^2$

Revêtement de carrelage  $\rightarrow G3=40\text{daN/m}^2$

$G = (G1+G2+G3).g = (45+40+40).0,25 = 31.25\text{daN/m} \rightarrow G=31.25\text{daN/m}$

###### b) Les charges d'exploitation :

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

$Q=P.g=250.0,25=62.5\text{daN/m} \rightarrow Q=62.5\text{daN/m}$

##### IV-10-1-1-2 Combinaison des charges :

$q_s = G + Q = 31.25 + 62.5 = 93.75 \text{ daN/m}$

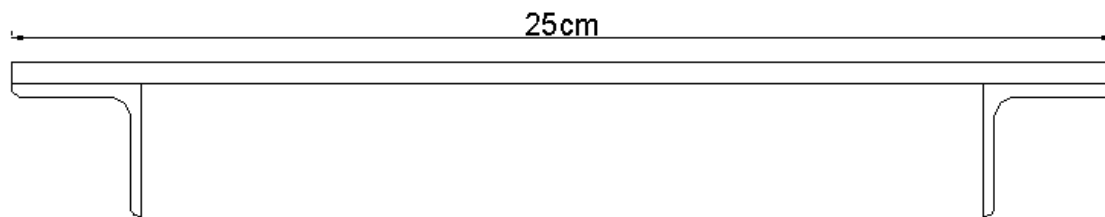
On a une poutre posée sur deux appuis simples et une charge uniformément répartie donc la flèche est :

$$f_z = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\text{adm}} \text{ et } f_{\text{adm}} = \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_s \times l^3 \times 300}{384 \times E} \rightarrow f_z \geq \frac{5 \times 93.75 \times 100^3 \times 300 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^4} = 1.74 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 1.74 \text{ cm}^4$$

On adoptera une 2cornière à aile égale 30×30×3



**Figure IV -11** : Section composée de 2 cornières et d'une tôle

- $I_y = 5.346 \text{ cm}^4$  .
- $v' = 3.05 \text{ cm}^4$  .

$$W_{ely} = \frac{I_y}{v'} = \frac{5.346}{3.05} = 1.75 \text{ cm}^3$$

#### IV-10-2 Évaluations des charges :

##### a) Les charges permanentes :

Tôle striée  $e_p=5\text{mm} \rightarrow G1=45\text{daN/m}^2$

Mortier de pose  $\rightarrow G2=40\text{daN/m}^2$

Revêtement de carrelage  $\rightarrow G3=40\text{daN/m}^2$

2 Cornier 30×30×3  $\rightarrow G4=2,72\text{daN/m}^2$

$G = (G1+G2+G3).g + G4 = (45+40+40).0,25 + 2,72 = 33.97\text{daN/m}$

$G = 33.97\text{daN/m}$

##### c) Les charges d'exploitation :

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

$Q = P.g = 250.0,25 = 62.5\text{daN/m} \rightarrow Q = 62.5\text{daN/m}$

##### c) Combinaison des charges:

✓ À L'ELU:

$q_u = \Sigma \gamma G.G + \gamma Q.Q = 1,35 \times 33,97 + 1,5 \times 62,5 = 139.6 \text{ daN/m}$

✓ À L'ELS:

$q_s = G + Q = 33,97 + 62,5 = 96.47\text{daN/m}$

#### IV-10-3 Vérification de la flèche:(ELS)

$$f_z = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} \text{ et } f_{adm} = \frac{100}{300} = 0.33 \text{ cm}$$

$$f_z \geq \frac{5 \times 96.47 \times 100^4 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 5.346} = 0.11 < 0.33 \text{ cm} \dots\dots \text{ vérifiés}$$

#### IV-10-4 Vérification à la résistance : (ELU)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{y\ sd} \leq M_{el\ yrd}$$

$$M_{y\ sd} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{139.6 \times 1^2}{8} = 17.45 \text{ daN/m}$$

$$M_{el\ yrd} = \frac{W_{ely} \times f_u}{\gamma_{m0}} = \frac{1.755 \times 23.5}{1.1} = 37.49 \text{ daN/m} \text{ et } \gamma_{m0} = 1.1$$

$M_{y\ sd} < M_{el\ yrd}$  .....condition vérifiée

#### IV-10-5 Dimensionnement de limon :

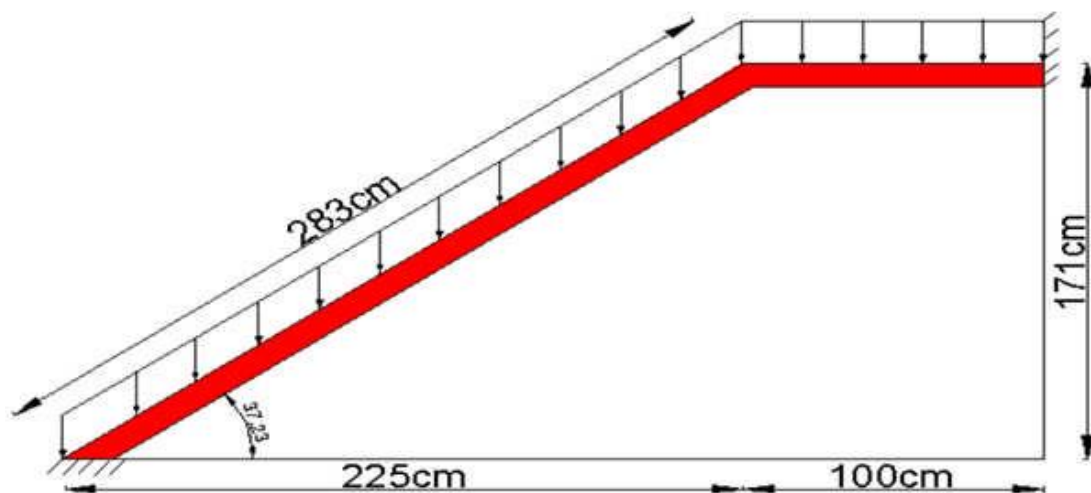
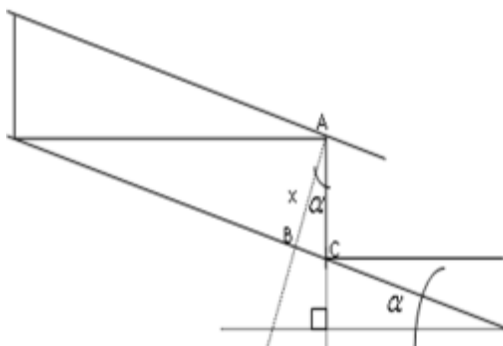


Figure IV -12 : La distribution des charges sur un limon

#### ✚ Note :

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

Dans le triangle ABC :



$$\cos \alpha = \frac{x}{AC} = \frac{x}{h} \dots x = h \cdot \cos \alpha = 20 \times \cos 37.23 = 15.92 \text{ cm}$$

donc on adopte au minimum un UPN160 de h=16cm

**IV-10-6 Évaluation des charges****IV-10-6-1 Sur le volée****a) Les charges permanentes**

Tôle striée  $e_p = 5\text{mm} \rightarrow G_1 = 45\text{daN/m}^2$

Mortier de pose  $\rightarrow G_2 = 40\text{daN/m}^2$

Revêtement de carrelage  $\rightarrow G_3 = 40\text{daN/m}^2$

2 Corniers aile égale  $30 \times 30 \times 3 \rightarrow G_4 = 6,12\text{daN/m}$

Cornier de support  $\gamma 40 \times 40 \times 5 \rightarrow G_5 = 2,97\text{daN/m}$

Garde de corps  $\rightarrow G_6 = 15\text{daN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_6) \cdot G + 2 \cdot G_5 + G_4 \cdot N \cdot a/L = (45 + 40 + 40 + 15) \cdot 1 + 2 \cdot 2,97 + 6,12 \cdot 8 \cdot (1/2 \cdot 83)$$

$$\rightarrow G = 163,24\text{daN/m}$$

La charge permanente qui revient à chaque limon est :

$$G' = G/2 = 81,62\text{daN/m}$$

**b) Charge d'exploitation :**

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

$$Q = P \cdot g = 250 \cdot 1 = 250\text{daN/m} \rightarrow Q = 250\text{daN/m}$$

La charge permanente qui revient à chaque limon est :

$$Q' = Q/2 = 125\text{daN/m}$$

**IV-10-6-2 Sur le palier****a) Les charges permanentes :**

Tôle striée  $e_p = 7\text{mm} \rightarrow G_1 = 58,5\text{daN/m}^2$

Mortier de pose  $\rightarrow G_2 = 40\text{daN/m}^2$

Revêtement de carrelage  $\rightarrow G_3 = 40\text{daN/m}^2$

Dalle en béton  $8\text{cm} \rightarrow G_4 = 200\text{daN/m}^2$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \cdot d = (58,5 + 40 + 40 + 200) \cdot 1,25 = 423,125\text{daN/m}$$

$$\rightarrow G = 423,125\text{daN/m}$$

La charge permanente qui revient à chaque limon est :

$$G' = G/2 = 211,56\text{daN/m}$$

d : est l'entre-axe de limon de palier.

**b) Charge d'exploitation :**

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

$$Q = P \cdot d = 250 \cdot 1,25 = 312,5\text{daN/m} \rightarrow Q = 312,5\text{daN/m}$$

La charge permanente qui revient à chaque limon est :

$$Q' = Q/2 = 156,25\text{daN/m}$$

**IV-10-7 Combinaison des charges :****IV-10-7-1 Sur le volée**

✓ À l'ELU

$$q_{uv} = \sum \gamma G \cdot G + \gamma Q \cdot Q = 1,35 \cdot 81,62 + 1,5 \cdot 125 = 297,69\text{ daN/m}$$

✓ À l'ELS

$$q_{sv} = G + Q = 81,62 + 125 = 206,62\text{ daN/m}$$

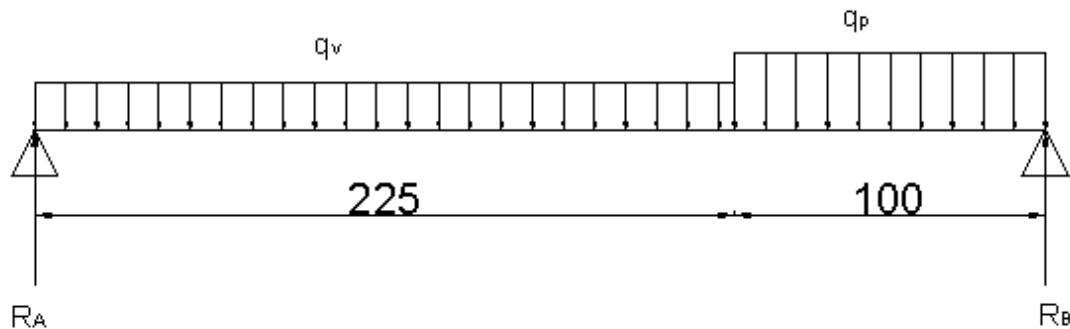
**IV-10-7-2 Sur le palier**

✓ A l'ELU

$$q_{up} = \sum \gamma G.G + \gamma Q.Q = 1,35.221,25 + 1,5.156,25 = 533,06 \text{ daN/m}$$

✓ À l'ELS:

$$q_{sp} = G + Q = 221,25 + 156,25 = 377,5 \text{ daN/m}$$

**IV-10-8 Vérification de la flèche:(ELS)****Figure IV -13 :** Schémas statique représentant les charges sur le limon

$$f_z = \frac{qs \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} \text{ et } f_{adm} = \frac{325}{300} = 1.08 \text{ cm}$$

$$f_z \geq \frac{2.59 \times 325^4 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 925} = 0.054 < 1.08 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

**IV-10-8-1 Vérification à la résistance : (ELU)**

Pour cette vérification on utilise la condition de résistance suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{12} = \frac{324.92 \times 3.25^2}{12} = 285.99 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Avec : } qu = \frac{(q_{uv} \times l_u + q_{up} \times l_u)}{L} = \frac{(377,5 \times 2.25 + 206.62 \times 1)}{3.25} = 324.92 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{138 \times 23.5}{1} = 3243 \text{ daN/m} \text{ et } \gamma_{m0} = 1$$

$$M_{y sd} < M_{el y rd} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**IV-10-8-2 Vérification à l'effort tranchant :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante

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

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{325.92 \times 3.25}{2} = 527.99 \text{ daN}$$

$$V_{plrd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \text{ ou le } A_v = 12.6 \text{ cm}^2$$

$$V_{plrd} = 12.6 \times \frac{2350}{1 \times \sqrt{3}} = 17095.34 \text{ daN}$$

$$V_{sd} \leq V_{plrd} \quad \dots \text{ Donc l'effort tranchant est vérifié}$$

#### IV-10-9 Calcul de la poutre palière

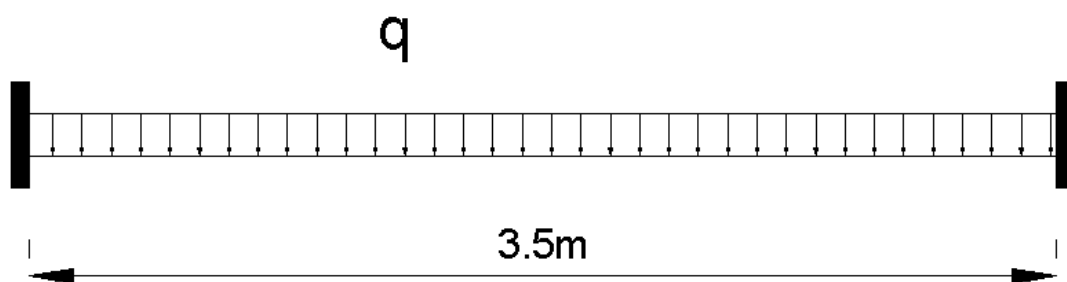


Figure IV -14 : Schéma statique de la poutre palière.

Pour faciliter les calculs on va supposer que la poutre est sollicitée par l'action la plus défavorable qui est la réaction  $R_B$

##### IV-10-9-1 Calcul de la réaction $R_B$ ( voir la figure .....):

$$R_{bs} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{377,5 \times 3.25}{2} = 548.43 \text{ daN}$$

$$R_{bu} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{533,06 \times 3.25}{2} = 866.22 \text{ daN}$$

##### IV-10-9-1 Calcul de la flèche (ELS):

$$f_z = \frac{R_{bs} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} \text{ et } f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{300 \times R_{bs} \times l^3}{384 \times E} = \frac{300 \times 548.43 \times 10^{-4} \times 350^3}{384 \times 2.1 \times 10^4} = 87.47 \text{ cm}^4$$

On adopte un IPE100 avec  $I_y = 171 \text{ cm}^4$

Vérification de la flèche en tenant compte du poids propre

$$q' s = q s + G_{IPE100} = 548.43 + 8.1 = 556.53 \text{ daN}$$

$$f_z = \frac{556.53 \times 10^{-4} \times 350^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 171} = 0.6 \leq f_{adm} \text{ et } f_{adm} = \frac{350}{300} = 1.16$$

donc la flèche est vérifiée

**IV-10-9-2 Vérification à la résistance : (ELU)**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{12} = \frac{866.22 \times 3.5^2}{12} = 884.26 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{39.4 \times 23.5}{1.1} = 841.72 \text{ daN} \cdot \text{m} \quad \text{et } \gamma_{m0} = 1$$

$$M_{sd} < M_{pl rd} \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc la condition à la résistance n'est pas vérifiée

Pour avoir  $M_{pl rd} \geq M_{y sd}$

$$W_{pl} = \frac{M_{y sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{884.26 \times 1.1}{23.5} = 41.39 \text{ cm}^3$$

Donc on adopte un IPE120 avec  $W_{pl} = 60.7 \text{ cm}^3$

**IV-10-9-3 Vérification à l'effort tranchant :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante

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

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{533.06 \times 3.5}{2} = 932.85 \text{ daN}$$

$$V_{pl rd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \text{ou le } A_v = 6.31 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl rd} = 6.31 \times \frac{2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 7782.94 \text{ daN}$$

donc :  $V_{sd} \leq V_{pl rd}$  .... alors l'effort tranchant est vérifié.

**IV-11 Conclusion :**

Dans notre étude des escaliers, on a justifié les choix des Dimensions qu'on a prévue en fonction des dimensions de la cage d'escalier ; ainsi on a établi les calculs des marches, les calculs des limons et le palie de repos, dans ce dernier on a prévu une tôle strier soudé sur les limons et la poutre palière (IPE120), aussi pour le limon on a utilisé des poutres UPN160. Et dans ce qui concerne les marches on a adopté la conception la plus utilisée, qui se constitue d'une tôle striée rigidifié par des cornières. Il faut signaler aussi que les escaliers contiennent deux volées.

# Chapitre V : Chemin de roulement

## V-1 Introduction

Ce chapitre représente le calcul de la voie de roulement de la halle de **48 m** de portée supportant un pont roulant de **15 T** (de puissance).

**Le Pont Roulant** : est un engin de levage mobile circulant sur une voie de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace, transversalement à la voie principale, un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge.

**La Voie de Roulement** : est la structure porteuse de l'engin de levage, constituée de deux poutres de roulement et ses supports. Les deux poutres parallèles sont surmontées d'un rail spécial et sur lesquelles circule le pont roulant.

**La Poutre de Roulement** : est l'élément porteur longitudinal de la voie et les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues. Leurs appuis sont constitués par corbeaux fixés sur les poteaux de la halle.

## V-2 Caractéristiques de Pont Roulant :

Les caractéristiques géométriques et mécaniques de notre pont roulant sont données dans les tableaux V-1 et V-2 respectivement.

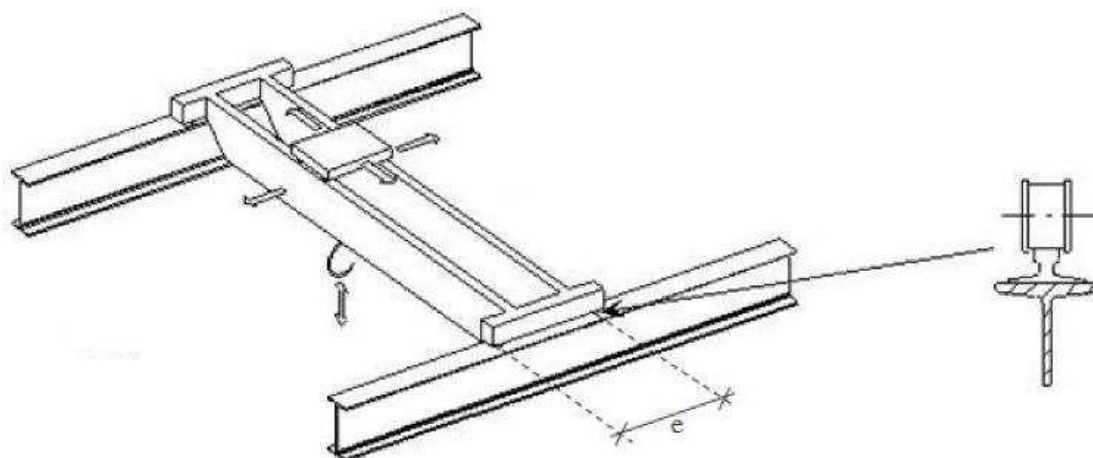


Figure V-1 : Schéma 3D du pont roulant

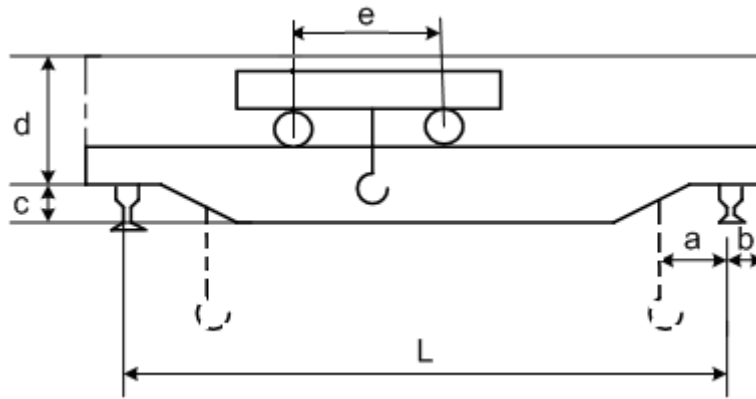


Figure V-2 : Schéma 2D du pont roulant

Les caractéristiques géométriques et mécaniques du pont roulant donnés dans le tableau V-1 et tableau V-2 suivant :

Tableau V-1 : Caractéristiques géométriques du pont roulant

	L(m)	a min(m)	b(m)	c(m)	e(m)	d(m)
Pont roulant	20	1.2	0.35	0.60	3	2

Tableau V-2 : Caractéristiques mécaniques du pont roulant

	Puissance (t)	Vitesse (m/min)			Poids (t)		
		Levage	Direction	Translation	Pont	palan	Total
Pont roulant	15	6	30	60	19.5	5	24.5

Les coefficients et le classement des ponts roulants sont donnés dans le tableau V-3

Tableau V-3 : Les coefficients et classement de pont roulant

Groupe du pont roulant	C	Chemin de roulement : $\psi_1$	Support du chemin de roulement : $\psi_2$	Classement			
				A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	C <sub>1</sub>
I	0,2	1,05	1				
II		1,15	1,05	A <sub>3</sub>	B <sub>2</sub>		C <sub>2</sub>
III		1,25	1,1		B <sub>2</sub>		C <sub>3</sub>

Suivant les conditions d'utilisation :

**A** : Utilisation occasionnelle non régulière avec périodes de repos.

**B** : Utilisation régulière en service intermittent.

**C** : Utilisation régulière en service intensif suivant l'état de charge :

1. Soulèvement exceptionnel de la charge nominale et manutention courante de faible charge.
2. Soulèvement de charges variant de zéro (0) à la charge nominale.

3. Soulèvement régulier de charges voisines de la charge nominale.

C : Coefficient d'adhérence d'un galet sur son rail.

$\psi$  : Coefficient de majoration dynamique des réactions verticales.

Le groupe de ce pont roulant est de catégorie II :  $\psi_1 = 1,15$ ,  $C = 0,2$  et  $\psi_2 = 1.05$ .

➤ **Réactions des Galets d'un Pont Roulant :**

<b>R<sub>max</sub></b> : charge maximale statique.	<b>R<sub>min</sub></b> : Charge minimale statique.
<b>R<sub>1, max</sub></b> : charge maximale dynamique.	<b>R<sub>1, min</sub></b> : charge minimale dynamique

a) **Charges Verticales :**

<b>R<sub>2, max</sub></b> : charge maximale.	<b>R<sub>2, min</sub></b> : charge minimale.
--	--

b) **Charge Horizontale Transversale :**

<b>R<sub>3, max</sub></b> : charge maximale.
<b>R<sub>3, min</sub></b> : charge minimale.

**Tableau V-4 : Les réactions Maximales et Minimales**

Charge (KN)	$\max \Rightarrow \frac{B}{2} + \frac{(N+K)}{L} \times (L-a)$	$\min \Rightarrow \frac{B}{2} + \frac{(N+K)}{L} \times a$
R	285.5	109.5
<b>Forces verticales des galets :</b>		
R <sub>1</sub>	$\psi_1 \cdot R_{\max} = 1,15 \times 285.5$	$\psi_1 \cdot R_{\min} = 1,15 \times 109.5$
	328.325	120.60
<b>Réactions horizontales longitudinales :</b>		
R <sub>2</sub>	$C \cdot R_{\max} = 0,2 \times 285.5$	$C \cdot R_{\min} = 0,2 \times 109.5$
	57.1	21.9
<b>Réactions horizontales transversales :</b>		
R <sub>3</sub>	Chariot au milieu de la portée du pont :	
	$\pm \left\{ 0.02375 \left[ 1.047(N+K) + B \right] \times \frac{L}{e} + 0.02375 \left( N \times \frac{v}{e} + K \right) \right\}$	66.64
	$\pm \left\{ 0.02375 \left[ 1.047(N+K) + B \right] \times \frac{L}{e} - 0.02375 \left( N \times \frac{v}{e} + K \right) \right\}$	61.42
	Chariot à distance minimale du chemin de roulement :	
	$\pm \left\{ 0.0052(N+K+5B) \times \frac{L}{e} + 0.02375 \left( N \times \frac{v}{e} + K \right) \right\}$	43.35
$\pm \left\{ 0.0052(N+K+5B) \times \frac{L}{e} - 0.02375 \left( N \times \frac{v}{e} + K \right) \right\}$	38.09	

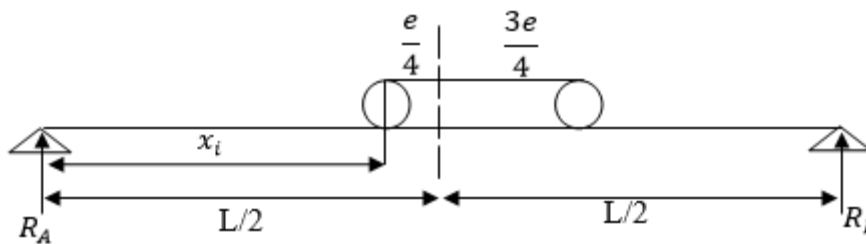
### V-3 Pré Dimensionnement de la Poutre de Roulement :

Le pré dimensionnement de la poutre se fait par la condition de flèche, qui est limitée à  $1/750$  de la portée considérée. La poutre est pré dimensionnée suivant la flèche verticale

a) Provoquée par la réaction d'un galet à une distance  $x_i$ , donnée par la formule suivante :

$$x_i = \left( \frac{l}{2} - \frac{e}{4} \right) = \left( \frac{6}{2} - \frac{3}{4} \right) = 2.25m$$

b) La longueur de travée six (6) m (sur deux appuis simple).comme indique sur le chemin :



$$\text{Et } F_{adm} = \frac{l}{750} = \frac{600}{750} = 0.8cm$$

$$I_y \geq \frac{R_{max}}{2} \times \frac{(L-e)[3L^2 - (L-e)^2]}{48 \times E \times F_{max}} \leq F_{adm} = \frac{600}{750} = 0.8cm$$

Donc :

$$I_y \geq \frac{R_{max}}{2} \times \frac{(L-e)[3L^2 - (L-e)^2]}{48 \times E \times F_{max}}$$

$$I_y \geq \frac{28550}{2} \times \frac{(600-300)[3 \times 600^2 - (600-300)^2]}{48 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.8} = 52575,335cm^4$$

Soit un **HEB400** dont les caractéristiques sont :

$$I_y = 57680 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = 2884 \text{ cm}^3$$

$$I_z = 10820 \text{ cm}^4$$

$$W_{elz} = 721.3 \text{ cm}^3$$

$$H = 400 \text{ mm}$$

$$A = 197.8 \text{ cm}^2$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$\rho = 155 \text{ kg/ml}$$

$$t_w = 13.5 \text{ mm}$$

$$I_t = 355.7$$

$$t_f = 24 \text{ mm}$$

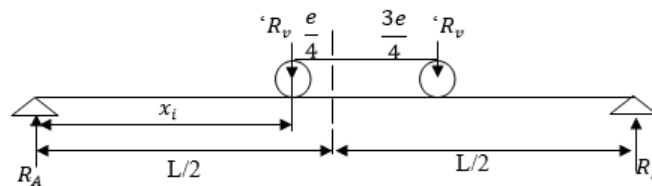
$$i_y = 17.08 \text{ cm}$$

$$r = 27 \text{ mm}$$

$$i_z = 7.40 \text{ cm}$$

### V-3-1 Détermination des Efforts dans les Poutres de Roulement :

#### a) Sous $R_V$



Calcul des réactions d'appuis :

$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)
123.1	90.50

✓ Le moment Max est obtenu pour :  $x_i = \left(\frac{l}{2} - \frac{e}{4}\right) = 2.25 \text{ m}$

D'après le théorème de Barré le moment maximal à la section  $x_i$  est égale à :

$$M_{max} = \frac{R_{max}(2L-e)^2}{8L} = \frac{328.325}{2} \times \frac{(12-3)^2}{8 \times 6} = 276.97 \text{ KN.m}$$

#### ✓ Effort tranchant

- A la section  $i$  :

$$T_i = R_A = \frac{R_V}{2L} \left(L - \frac{e}{4}\right) = 123.1 \text{ KN}$$

- Le galet au droit de l'appui :

$$T_{max} = \frac{R_v}{2L} (2L - e) = 246.2 \text{ KN}$$

### b) Sous Charge Permanente

Choix du rail

D'après tableau **III** (Recommandation **CTICM**), la charge admissible sur un galet est :  $R_v = 16.4 \text{ t}$ , alors on utilise des profils spéciaux en acier A 75 dont les Caractéristiques sont données par les recommandations du **CTICM**, article 3.302.1.

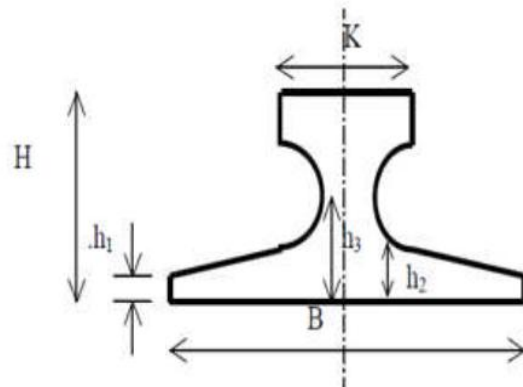
$$K = 75 \text{ mm}$$

$$H = 85 \text{ mm}$$

$$B = 200 \text{ mm}$$

$$h_1 = 1 \text{ mm}$$

$$h_2 = 15,4 \text{ mm} \quad . \quad h_3 = 22 \text{ mm}$$



**Figure V-3** : les caractéristiques géométriques du rail de pont

#### ✓ Calcul du Poids Propre :

-poids du rail  $G_1 = 56.6 \text{ Kg/ml}$

-poids propre de la poutre  $G_2 = 155 \text{ Kg/ml}$

-10% poids des (cales, boulon....)  $G_3 = (155 + 56.6) \times 0.1 = 21.16 \text{ Kg/ml}$

$G = G_1 + G_2 + G_3 = 232.76 \text{ Kg/ml}$ .

#### ✓ Calcul Des moments Fléchissant

a) À mi- travée :

$$M_i = \frac{GL^2}{8} = 1047.42 \text{ Kg.m}$$

b) À distance  $x_i = 2.25$  :

$$M_i = \frac{GL}{2} x_i - G \frac{x_i^2}{2} = 981.96 \text{ Kg.m}$$

✓ **Effort Tranchant**

- À la section  $i$  :

$$T_i = R_A - G_{x_i} = \frac{GL}{2} - G_{x_i} = 174.57 \text{ KN.}$$

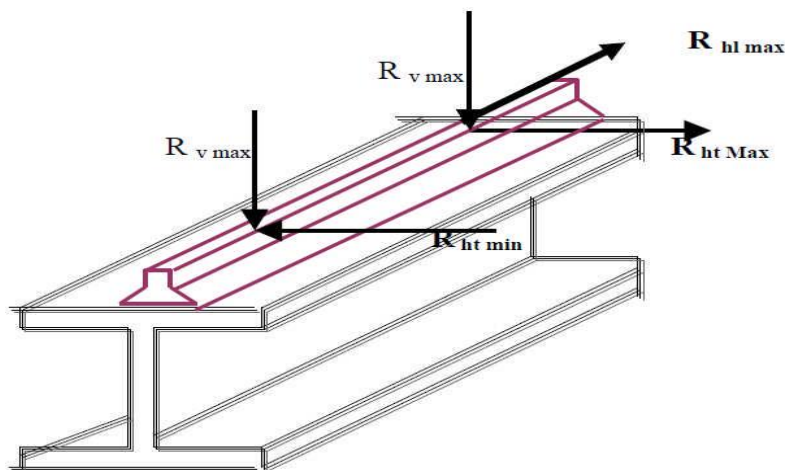
- Le galet au droit de l'appui :

$$T_{max} = \frac{GL}{2} = 698.28 \text{ KN}$$

**Sous la Section Horizontale Transversale :**

- La réaction verticale est appliquée avec une excentricité de  $\frac{1}{4}$  de la largeur du rail, et la réaction transversale excentrée de la mi-hauteur de la poutre de roulement plus la hauteur du rail. Ces excentricités provoquent un moment de torsion qui sollicite la poutre de roulement.
- La réaction longitudinale est appliquée au droit du galet moteur.

La Figure V-4 montre la Position des forces verticales et horizontales des galets du pont sur la poutre de roulement.



**Figure V-4** : Position des forces verticales et horizontales des galets du pont sur la poutre de roulement.

Le moment de torsion va être remplacé par un couple de forces appliquées sur les semelles.

Pour avoir un moment de torsion maximum, on prend  $R_{ht \text{ Max}}$  dans le sens où elle provoque un Moment qui s'ajoute au moment dû à  $R_{v \text{ Max}}$ .

Telle que :

$$M_t = R_v \times W + R_{HT} \times a$$

Ce moment sera disposé en deux forces horizontales  $H_1$  et  $H_2$  appliquée dans l'axe de la semelle supérieure et inférieure.



Figure V-5 : Forces horizontales et verticales appliquées sur la poutre de roulement

Ces forces provoquent une flexion dans un plan horizontal

Avec :  $W = K/4 = 75/4 = 18.75\text{mm}$  et  $a = 473\text{mm}$ .

Donc :

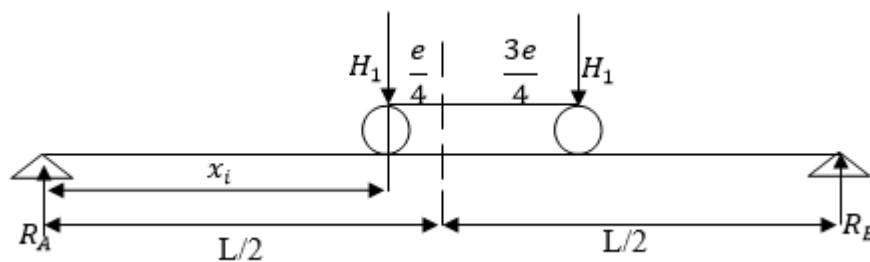
$$\sum M_1 = \sum M_2 = R_v \times W + R_{HT} \times a = H_1(400 - 24)$$

Avec

$$\begin{cases} R_{HT} = 6664\text{kg} \\ R_v = 32832.5\text{kg} \end{cases}$$

Donc :

$H_1$ (KN)	$H_2$ (KN)
10020	3356



Calcul des réactions d'appuis :

$R_A$ (KN)	$R_B$ (KN)
3757.5	2618.5

✓ Le moment Max est obtenu pour  $x_i = \left(\frac{l}{2} - \frac{e}{4}\right) = 2.25\text{m}$

$$M_{max} = \frac{H_1}{2l} \left(l - \frac{e}{2}\right) \times \left(\frac{l}{2} - \frac{e}{4}\right) = 8454 \text{ KN.m}$$

✓ **Effort Tranchant**a) A la section  $x_i$  :

$$T_i = R_A = \frac{H_1}{2l} \left( l - \frac{e}{2} \right) = 3757.5 \text{ KN}$$

b) Le galet au droit de l'appui :

$$T_{max} = \frac{H_1}{2l} (2l - e) = 7515 \text{ KN}$$

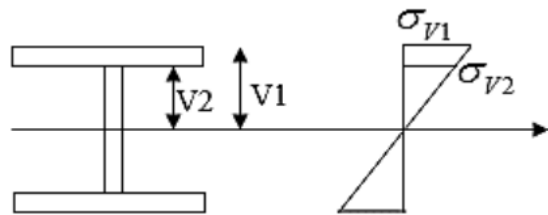
**a) Sous Efforts Due au Freinage Longitudinal :**

$$R_{HC} = C \times R_{max} = 0.2 \times 28550$$

$$R_{HC} = 5710 \text{ Kg}$$

**V-4- Calcul des Contraintes dans les Sections les Plus Sollicitées****V-4-1 Contraintes Normales :****a) Sous Charge ( $R_v$  Réaction Des Galets) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{V1} = \frac{M_{max}}{W_{ely}^{s1}} \\ \sigma_{V2} = \frac{M_{max}}{W_{ely}^{s2}} \end{array} \right.$$



$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} W_{ely}^{s1} = \frac{I_y}{V_1} = \frac{57680}{20} = 2884 \text{ cm}^3 \\ W_{ely}^{s2} = \frac{I_y}{V_{21}} = \frac{576800}{20 - 2.4} = 3277.27 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$

Donc

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{V1} = \frac{2769750}{2884} = 960.38 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{V2} = \frac{2769750}{3277.27} = 845.14 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

**b) Sous Charge Poids Propre :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{p1} = \frac{M_{max}}{W_{ely}^{s1}} = \frac{104742}{2884} = 36.31 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{p2} = \frac{M_{max}}{W_{ely}^{s1}} = \frac{104742}{3277.27} = 31.96 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

**c) Sous Charge Horizontale Transversale**

$$\sigma_{HT} = \frac{M_{\max}}{W_{elz}} = \frac{845400}{721.3} = 1172.05 \text{ kg/cm}^2$$

**d) Sous Charge Horizontale Longitudinale :**

$$\sigma_{HL} = \frac{R_{HL}}{A}$$

Avec : A : section de la membrure supérieure de la poutre de roulement.

Donc :

$$A = \frac{A_{\text{Totale}}}{2} = \frac{197.8}{2} = 98.9 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{HL} = \frac{R_{HL}}{A} = \frac{5710}{98.9} = 57.73 \text{ kg/cm}^2$$

**V-4-2 Contraintes Tangentielles****a) Sous Charge ( $R_v$  Réaction des Galets)**

- Appui :  $\tau_v = \frac{T_{\max}}{A_{\text{ame}}} = \frac{24620}{1.35 \times 35.2} = 518.10 \text{ kg/cm}^2$
- Au droit du moment Max :  $\tau'_v = \frac{T_i}{A_{\text{ame}}} = \frac{12310}{1.35 \times 35.2} = 259.05 \text{ kg/cm}^2$

**b) Sous Charge Poids Propre**

- Appui :  $\tau_p = \frac{T_{\max}}{A_{\text{ame}}} = \frac{698.28}{1.35 \times 35.2} = 14.70 \text{ kg/cm}^2$
- Au droit du moment Max :  $\tau'_p = \frac{T_i}{A_{\text{ame}}} = \frac{174.570}{1.35 \times 35.2} = 3.674 \text{ kg/cm}^2$

**c) Sous Charge Horizontale Transversale**

- Appui :  $\tau_{HT} = \frac{T_{\max}}{\frac{2}{3} A_{\text{semelle}}} = \frac{7515}{\frac{2}{3} (30 \times 2.4)} = 156.56 \text{ kg/cm}^2$
- Au droit du moment Max :  $\tau_{HT} = \frac{T_i}{\frac{2}{3} A_{\text{semelle}}} = \frac{3757}{\frac{2}{3} (30 \times 2.4)} = 78.271 \text{ kg/cm}^2$

**d) Sous Charge Horizontale Longitudinale :**

- $\tau_{HL} = 0 \text{ kg/cm}^2$

**Remarque :**

Puisque  $\sigma_{HT} = 1172.05 \text{ Kg/cm}^2$  est jugée excessive, une poutre constituée (appelée poutre de freinage) est donc nécessaire dans notre cas, pour reprendre les charges horizontales transversales et empêcher le déversement de la poutre de roulement.

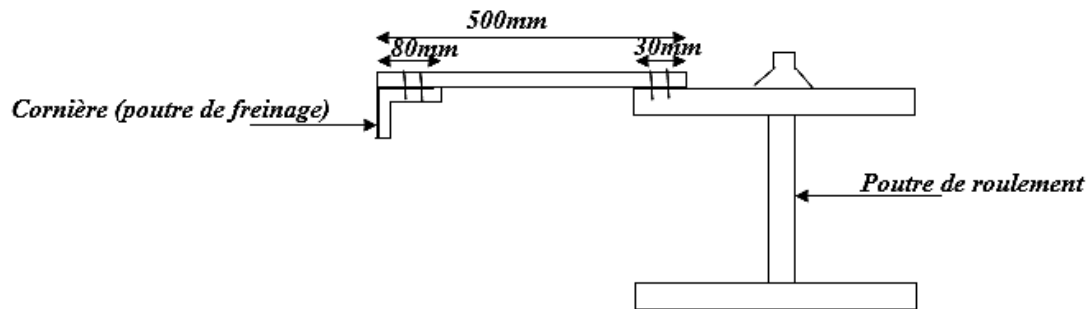


Figure V-6 : Schéma de la-poutre de freinage

✓ **Pré Dimensionnement de la Cornière (Poutre de Freinage) :**

❖ **Charge Permanentes :**

Poids totale de tôle =  $1/2 \cdot q_t \cdot q \cdot 1 \cdot 0.5$

$$G = \frac{1}{2} \cdot 7850 \cdot 6 \cdot 10^{-3} \cdot 0.5$$

$$G = 11.775 \text{ kg/ml}$$

$$f_{\max} = \frac{5Gl^4}{384EI_Y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200} = 3 \text{ cm}$$

Donc

$$I_Y \geq \frac{5 \times G \times l^4}{384 \times E \times f_{\max}} = \frac{5 \times 11.77 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 3} = 31.54 \text{ cm}^4$$

On prend une cornière L80×80×5

$$I_y = 48.11 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = 8.24 \text{ cm}^3$$

$$I_z = 48.11 \text{ cm}^4$$

$$W_{elz} = 8.24 \text{ cm}^3$$

$$L = 80 \text{ mm}$$

$$A = 7.79 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 6.11 \text{ kg/ml}$$

$$t_w = 5 \text{ mm}$$

$$t_f = 5 \text{ mm}$$

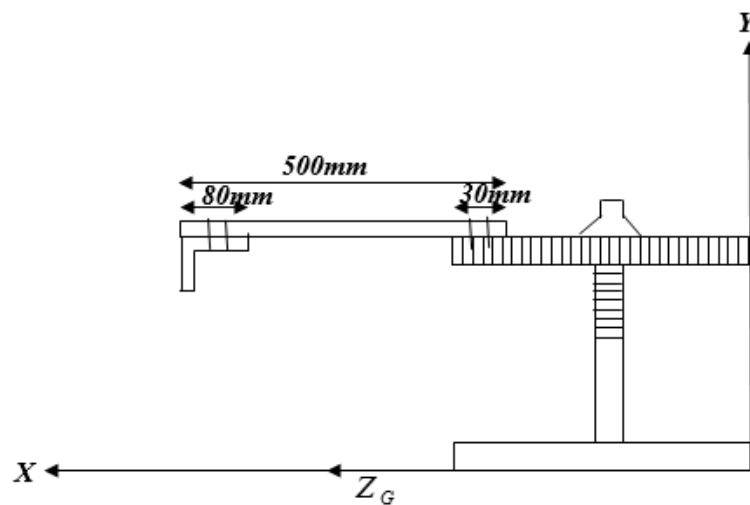
❖ **Vérification (Avec le Poids Propre de L80\*80\*5) :**

Avec

$$G_S = 6.11 + 11.775 = 17.885 \text{ kg/ml}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times G \times l^4}{384 \times E \times I_Y} = \frac{5 \times 17.88 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 48.11} = 2.96 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 3 \text{ cm} \quad \text{C'est vérifié}$$

❖ **Calcul de la Section Résultante :**



• **Calcul Du Centre de Gravité**

$$\sum S_i = 7.79 + (0.6 \times 50) + (30 \times 2.4) + (17.6 \times 1.35) = 133.55 \text{ cm}^2$$

$$Z_G = \frac{\sum S_i Z_i}{\sum S_i} = \frac{1}{133.55} [(30 \times 2.4 \times 15) + (17.6 \times 1.35 \times 15) + (0.6 \times 50 \times 52) + (7.79 \times 73)] = 26.70 \text{ cm}$$

• **Calcul du Moment d'Inertie/YY**

$$I_{YY} = \left[ \frac{24 \times 30^3}{12} + (30 \times 24) \times (2670 - 15)^2 + \frac{176 \times 135^3}{12} + (176 \times 135) \times (2670 - 15)^2 + \frac{06 \times 50^3}{12} + (06 \times 50) \times (2670 - 52)^2 + (4811 + 7.79 \times (2670 - 73)^2) \right]$$

Donc :

$$I_{YY} = 60712.355 \text{ cm}^4$$

Calcul de  $W_{\text{ely}}$  :

$$w_{ely} = \frac{I_{YY}}{Z_G} = \frac{60712355}{26.70} = 2273.87 \text{ cm}^3$$

Calcul  $\sigma_{HT}$  pour la section composée :

$$\sigma_{HT} = \frac{M_{\max}}{w_{elycom}} = \frac{845400}{2273.87} = 371.79 \text{ kg/cm}^2$$

## V-5 Vérification de la Poutre de Roulement

### V-5-1 Vérification à la Résistance

a) Sous Contrainte Normale :

$$1.35\sigma_{p1} + 1.5\phi\sigma_{v1} \leq f_y \quad (1)$$

AN :

$$1.35 \times 36.31 + 1.5 \times 1.15 \times 960.38 = 1705.674 \text{ kg/cm}^2 < f_y = 2350 \text{ kg/cm}^2$$

$$1705.674 \text{ kg/cm}^2 < f_y = 2350 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots \text{ C'est vérifié}$$

$$1.35\sigma_{p1} + 1.5(\sigma_{v1} + \sigma_{HT} + \sigma_{HL}) \leq f_y \quad (2)$$

AN :

$$1.35 \times 36.31 + 1.5(960.38 + 371.789 + 57.73) \leq f_y = 2350 \text{ kg/cm}^2$$

$$2133 \text{ kg/cm}^2 < f_y = 2350 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots \text{ C'est vérifié}$$

b) Sous Contrainte Tangentielle :

$$1.35\tau_{p1} + 1.5\phi\tau_{v1} \leq 0.58f_y \quad (1)$$

AN :

$$1.35 \times 14.70 + 1.5 \times 1.15 \times 518.1 = 913.57 \text{ kg/cm}^2 < f_y = 1363 \text{ kg/cm}^2$$

$$913.57 \text{ kg/cm}^2 < f_y = 1363 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots \text{ C'est vérifié}$$

$$1.35\tau_{p1} + 1.5(\tau_{v1} + \tau_{HT} + \tau_{HL}) \leq 0.58f_y \quad (2)$$

AN:

$$1.35 \times 14.70 + 1.5(518.1 + 0 + 156.56) \leq f_y = 1363 \text{ kg/cm}^2$$

$$1031.835 \text{ kg/cm}^2 < f_y = 1363 \text{ kg/cm}^2 \quad \dots\dots \text{ C'est vérifié}$$

**c) INTERACTION (Contraint Normale+ Contrainte Tangentielle) :**

On doit vérifier :

$$\sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau_x^2} \leq f_y$$

avec

$$* \quad \sigma_x = 1.35\sigma_{p2} + 1.5\phi\sigma_{v2}$$

$$\sigma_x = 1501.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$* \quad \tau_x = 1.35\tau_{p2} + 1.5\phi\tau_{v2}$$

Calculer  $\tau_{p2}$  et  $\tau_{v2}$  ?

❖ **Sous Charge Poids Propre (p) :**

$$\tau_{p2} = \frac{T_{pi} \times w}{b \times I_y}$$

$$\tau_{p2} = \frac{174.57 \times (2.4 \times 30 \times 18.8)}{1.35 \times 57680} = 3.035$$

❖ **Sous Charge (R<sub>v</sub> Réaction des Galets (p))**

$$\tau_{v2} = \frac{T_{pi} \times w}{b \times I_y}$$

$$\tau_{v2} = \frac{12310 \times (2.4 \times 30 \times 18.8)}{1.35 \times 57680} = 213.99$$

Donc

$$* \quad \tau_x = 1.35 \times 3.035 + 1.5 \times 1.15 \times 213.99$$

$$\tau_x = 373.23 \text{ kg/cm}^2$$

Donc

$$\sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau_x^2} = \sqrt{1501.01^2 + 4 \times 373.23^2} \leq f_y = 2350 \text{ kg/cm}^2$$

$$1676.375 \text{ kg/cm}^2 \leq f_y = 2350 \text{ kg/cm}^2$$

C'est vérifié

### V-5-2 Vérification au Voilement

La vérification au voilement est nécessaire dans le cas suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour les âmes sans raidisseurs } \frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon \\ \text{Pour les âmes avec raidisseurs } \frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon\sqrt{k_r} \end{array} \right.$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{ll} k_r = 4 + \frac{5.34}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} & \text{si } \frac{a}{d} < 1 \\ k_r = 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} & \text{si } \frac{a}{d} \geq 1 \end{array} \right.$$

Cas âme sans raidisseur :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{400 - 2 \times 24}{13.5} = 26.07 < 69 \times \varepsilon = 69 \quad \text{C'est vérifié}$$

Donc : Pas de vérification au voilement.

### V-5-3 Vérification à la Flèche

- Poids des galets A75 = 56 kg/ml
- Poids propre de HEB400 = 155 kg/ml
- Poids propre de la plaque = 11.77 kg/ml

Donc :  $G = 56.6 + 155 + 11.77 = 223.37$  kg/ml

#### V-5-3-1 Flèche Verticale :

a) Sous poids propre(G) :

$$f_g = \frac{5Gl^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 223.37 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 57680} = 0.03 \text{ cm}$$

$$f_{RV} = \frac{R_{\max}}{2} \times \frac{(L-e)[3L^2 - (L-e)^2]}{48 \times E \times I_y}$$

$$f_{RV} = \frac{28550}{2} \times \frac{(600 - 300)[3 \times 600^2 - (600 - 300)^2]}{48 \times 2.1 \times 10^6 \times 57680} = 0.729 \text{ cm}$$

Donc :  $F = f_g + f_{RV} = 0.75 < f_{adm} = 0.8$  C'est vérifié.

### V-5-3-2 Flèche Horizontale :

$$I_y \geq \frac{R_{max}}{2} \times \frac{(L - e)[3L^2 - (L - e)^2]}{48 \times E \times F_{max}} = \frac{43346}{2} \times \frac{(600-300)[3 \times 600^2 - (600-300)^2]}{48 \times 2.1 \times 10^6 \times 10820} = 0.590 \text{ cm}$$

Donc :  $f_{HT} = 0.59 \text{ cm} < f_{adm} = 0.8 \text{ cm}$  C'est vérifié.

### V-5-4 Vérification à la Fatigue

On a :  $\sigma_f$  : contrainte normale due à la température

Avec :  $\sigma_f = 1600 \text{ kg/cm}^2$

#### V-5-4-1 Sous Contrainte Normales

$$\sigma_p + \phi \sigma_V + \sigma_{HT} + \sigma_{HL} \leq \sigma_f$$

AN :

$$36.31 + 1.15 \times 960.38 + 371.789 + 57.73 = 1570.26 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_f = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{C'est vérifié}$$

#### V-5-4-2 Sous Contrainte Tangentielle

$$\tau_p + \phi \tau_V + \tau_{HT} + \tau_{HL} \leq 0.58 \sigma_f$$

AN :

$$14.70 + 1.15 \times 518.1 + 156.56 + 0 = 767.075 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.58 \sigma_f = 928 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{C'est vérifié}$$

#### V-5-4-3 Sous Contrainte Equivalente

$$\sigma_c = \sqrt{\sigma_z^2 + \sigma_y^2 + \sigma_y \sigma_z + 3\tau^2} \leq \sigma_f$$

Avec :

$\sigma_y$  : contrainte due à la compression locale sur l'âme

$\tau$  : contrainte tangentielle correspondant à la compression locale.

**a) Détermination de la Contrainte de Compression Locale :**

$$\sigma_y = \frac{R_{vmax}}{L \times t_w}$$

Où : L : longueur fictive de réparation de la pression définie par le C.T.I.C.M comme suit :

$$L = 50 + 2hr \text{ (mm)}$$

hr : hauteur du rail.

$$L = 50 + 2 \times 85 = 220 \text{ mm} = 22 \text{ cm.}$$

t<sub>w</sub> : l'épaisseur de l'âme.

$$\sigma_y = \frac{R_{vmax}}{L \times t_w} = \frac{328.325}{22 \times 1.35} = 11.05 \text{ KN/cm}^2$$

**b) Détermination Contrainte Tangentielle Correspondant à la Compression Locale :**

$$\tau = 0.2 \times \sigma_y = 0.2 \times 11.05 = 2.21 \text{ KN/cm}^2$$

**c) Détermination Contrainte Normale :**

$$\sigma_z = 0.29 \text{ KN/cm}^2$$

Donc la contrainte équivalente :

$$\sigma_c = \sqrt{0.29^2 + 11.05^2 + 0.29 \times 11.05 + 3 \times 2.21^2} = 11.56 \text{ KN/cm}$$

$$\sigma_c = 11.56 \text{ KN/cm} \leq \sigma_f = 16 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{C'est vérifié}$$

**V-6 Calcul du Support du Chemin de Roulement**

Le chemin de roulement est supporté par une console (corbeau) qui est sollicitée par les efforts suivants :

- Le poids propre de la poutre de roulement et du rail
- Les actions verticales et horizontales des galets du pont roulant
- Le poids propre de la console

**V-6-1 Charges Verticales****V.6.1.1 Charge Verticale Non Pondérée**

$$P' = (G_{rail} + G_{poutre}) \times L + R_{max} \times \psi_2$$

Avec : R<sub>max</sub> : réaction statique du pont roulant (paragraphe V.4.1)

$$P' = (232.7) \times 6 + 28550 \times 1.05$$

$$P' = 313.737 \text{ KN}$$

### V-6-2 Charge Verticale Pondérée

$$P = 1.35 [(G_{rail} + G_{poutre}) \times L] + 1.5 (R_{max} \times \psi_2)$$

$$P = 1.35 [(232.7) \times 6] + 1.5 (28550 \times 1.05)$$

$$P = 468.51 \text{KN}$$

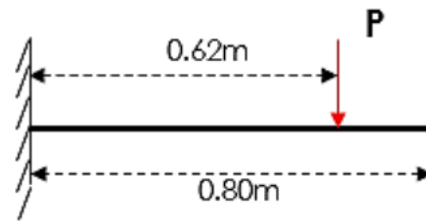
### V-6-3 Dimensionnement du Support du Chemin de Roulement

La flèche verticale du chemin de roulement est limitée à  $d/500$  :

$$f = p' \frac{d^3}{3EI} \leq \frac{d}{500}$$

$$I \geq \frac{p' \times d^3 \times 500}{3E}$$

$$I \geq \frac{313.737 \times 620^2 \times 500}{3 \times 2.1 \times 10^5} = 9571.47 \text{cm}^4$$



Suivant le moment d'inertie I obtenu on choisit le profilée IPE330.

Avec  $I_y = 11766.9 \text{cm}^4$

- Classe de la section transversale

a) Classe de la Semelle : (comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f}{2t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{160}{2 \times 11.5} = 6.96 < 10 \times 1 \Rightarrow \text{Semelle de classe 01}$$

$$\text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \text{avec } f_y = 235 \text{MPa (acier 235)}$$

b) Classe de l'Ame (âme fléchie)

$$\frac{d}{t_w} < 72\varepsilon \Rightarrow \frac{271}{7.5} = 36.13 \leq 72\varepsilon \Rightarrow \text{Âme de classe 01}$$

Donc la section globale est de classe 01.

### V-6-4 Vérification à l'effort Tranchant

❖ Il faut vérifiée que :  $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = 468.51 \text{KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 30.8 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 417.89 \text{KN} < V_{Sd} = 468.511 \text{KN}$$

Ce n'est pas vérifié, alors on augmente la section et on prend un IPE 450  
Avec :  $A_{vz} = 50.85 \text{ cm}^2$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 50.85 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1.1} \times 10^{-3} = 689.92 \text{KN} < V_{Sd} = 468.511 \text{KN}$$

C'est vérifié mais  $V_{Sd} > 0.5V_{Rd}$  Donc il faut calculer le moment de réduction

$$V_{Sd} = 468.77 > 0.5V_{Rd} = 344.96 \Rightarrow M_{c,rd} = M_{V,rd}$$

Avec

$$M_{V,rd} = \left( w_{ply} - \frac{\rho \times A_v^2}{4 \times t_w} \right) \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

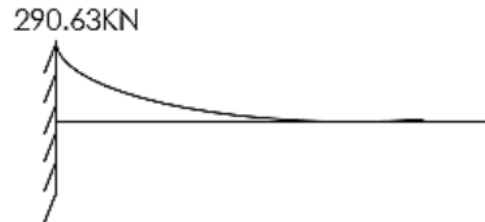
$$\rho = \left( \frac{2V_{sd}}{V_{pl-rd}} - 1 \right)^2 = \left( \frac{2 \times 468.77}{689.92} - 1 \right)^2 = 0.12$$

$$\text{Donc } M_{V,rd} = \left( 1702 - \frac{0.12 \times 50.85^2}{4 \times 0.94} \right) \times \frac{23.5}{1.1} = 380.57 \text{KN.m}$$

Et

$$M_{sd} = 290.63 < M_{V,rd} = 380.57 \text{KN.m}$$

Donc c'est vérifié



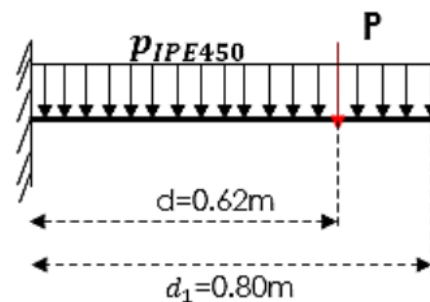
### V-6-5 Vérification de la Flèche

$$f_{\max} \leq f_{adm} = \frac{d}{500} = 0.124 \text{cm}$$

$$f_{\max} = \frac{p'd^3}{3EI} + \frac{P_{IPE450} \times d_1^4}{8EI} = 0.01 \text{cm}$$

$$f_{\max} = 0.01 \text{cm} \leq f_{adm} = 0.124 \text{cm}$$

Donc c'est vérifié



Donc on adopte un IPE450 comme un support de chemin de roulement.

## Chapitre VI : Contreventements et stabilités

### VI-1 Introduction

Les contreventements sont des éléments qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, freinages des ponts roulants, chocs etc.

Les systèmes de contreventement sont disposés en toiture dans le plan des versants " poutres au vent " et sur parois verticales " Palées de stabilité ", et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

### VI-2 Contreventements de Toiture (Poutre au Vent)

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

### VI-3 Calcul de La Poutre au Vent en Pignon

La poutre au vent sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement. Le calcul des poutres à treillis repose sur les hypothèses suivantes :

- Les noeuds sont considérés comme des articulations, même si les barres sont assemblées par des cordons de soudure qui sont loin d'une articulation.
- Les axes des barres sont concourants aux noeuds.
- Les charges sont considérées concentrées et appliquées au droit des noeuds (pour n'avoir que des barres sollicitées par des efforts normaux).

#### Remarques

1. Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte lors de la détermination des efforts dans les barres du moment qu'elles flambent au moindre effort.
2. Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer ces efforts, on utilise la méthode des sections.

#### VI-3-1 Évaluation des Efforts dans La Poutre au Vent

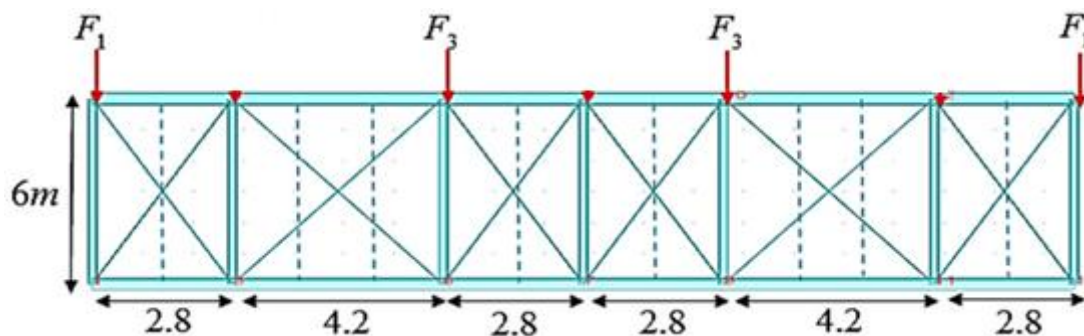


Figure VI-1 : schéma statique de la poutre au vent en pignon.

### VI-3-1-1 Évaluation des Efforts Horizontaux

$$F_i = 1.5 \times [(V_e \times S_i) + \frac{F_{fr}}{n}] \quad (\text{VI-1})$$

avec :  $i = 1 ; 2$

- $W_i$ : Vent extrême suivant le pingon  $W_i = 124.336 \text{ daN/m}^2$ .
- $F_{fr}$  : Force de frottement sur parois verticales.

Comme on a indiqué dans l'étude climatique nous avons une force de Frottement.  $F_{fr} = 87.98 \text{ KN}$

- $S_i$  : La surface sous le vent.

$S_i = h_i \times e_i$  et  $e_i = \text{espacement}$

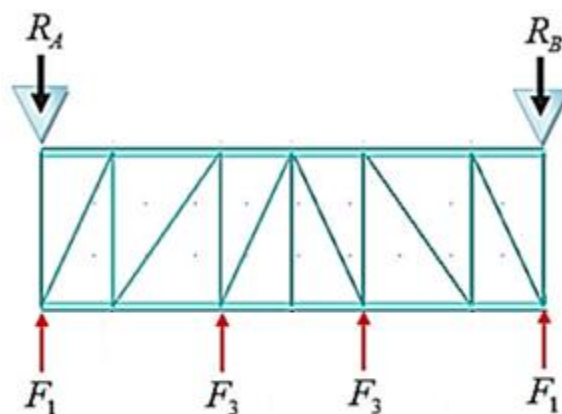
$n = 7$  : Nombre de nœuds au niveau de la toiture

Donc :  $\frac{F_{fr}}{n} = \frac{8798}{7} = 1256.85 \text{ daN}$

Les résultats de  $F_i$  sont résumés dans le tableau VI-1 suivant :

**Tableau VI-1 : Résultats des efforts horizontaux  $F_i$**

Nœuds	1	3
$h_i(\text{m})$	8.033	9.2
$e(\text{m})$	1.4	3.5
$S_i(\text{m}^2)$	5.6231	16.1
$W_i(\text{daN/m}^2)$	124.336	124.336
$F_{fr}/n \text{ (daN)}$	1256.85	1256.85
$F_i(\text{daN})$	1956	3258.66
$1.5 F_i(\text{daN})$	2934	4888



**Figure VI-2 : Disposition des efforts sur la poutre au vent.**

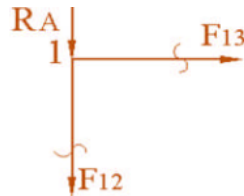
**VI-3-1-2 Calcul des Réactions  $R_A, R_B$  :**

$$\sum F_{Ext} = 0 \rightarrow R_A = R_B = \frac{2F_1 + 2F_3}{2} = 78.22 \text{ KN.}$$

**a) Calcul des efforts dans les diagonales :**

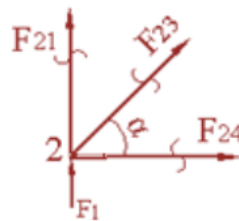
❖ **Nœud 1 :**

$$\begin{cases} /x : F_{13} = 0 \\ /y : F_{12} = -R_A \end{cases}$$



❖ **Nœud 2 :**

$$\begin{cases} /x : F_{24} = -F_{23} \cos \alpha \\ /y : F_{23} = \frac{-F_{21} - F_1}{\sin \alpha} \end{cases}$$



Avec :  $\alpha = 64.98^\circ$

✓ **On Obtient les Efforts dans les Diagonales**

$$\begin{cases} F_{13} = 0 \text{ KN} \\ F_{12} = -78.22 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} F_{24} = -22.81 \text{ KN} \\ F_{23} = 53.94 \text{ KN} \end{cases}$$

L'effort extrême dans les diagonales est de :  $N_{t.sd} = 53.94 \text{ KN}$

**b) Dimensionnement des Diagonales :**

❖ **Section des Diagonales**

$$N_{t.sd} = 53.94 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} \rightarrow \frac{53.94 \times 1.1}{23.5} A \geq 2.52 \text{ cm}^2$$

Donc on prend une cornière : L60 x 60x 5 de section  $A = 5.816 \text{ cm}^2$  avec des boulons de  $\phi = 12 \text{ mm}$  et de classe 6.8 donc  $d_0 = 14 \text{ mm}$ .

❖ **Vérification des Diagonales à la Traction**

La condition à vérifier est :  $N_{t.sd} \leq N_{t.Rd} \dots \dots \dots [5] \text{ Art 5.13}$

$$\text{Avec : } N_{t.Rd} = \min(N_{PL}; N_u)$$

$$\gamma_{M0} = 1.1 ; \gamma_{M2} = 1.25 ; f_y = 235 \text{ N/mm}^2 ; f_u = 360 \text{ N/mm}$$

$$A_{net} = A - e \times d_0 = 581.9 - 5 \times 14 = 5.119 \text{ cm}^2 \text{ Avec : } N_{t.sd} = 53.94 \text{ KN}$$

$$N_{PL} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \dots\dots [6] \text{ Art 6.6}$$

$$N_{PL} = \frac{5.819 \times 23.5}{1.1} = 124.315 \text{ KN}$$

$$N_u = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} \dots\dots\dots [6] \text{ Art 6.7}$$

$$N_u = \frac{0.9 \times 511.9 \times 360}{1.25} = 132.68 \text{ KN}$$

**D'où :**

$$N_{t.Rd} = \min(N_{PL}; N_u) = \min(124.315; 132.68) \rightarrow N_{t.Rd} = 124.315 \text{ KN}$$

$$N_{t.sd} = 53.94 \text{ KN} < N_{t.Rd} = 124.315 \text{ KN}$$

Donc la diagonale L 60 x 60 x 5 est vérifiée à la traction. Et dans le ROBOT on prend :

**L 65 x 50 x 6** avec : A= 6.58 cm<sup>2</sup>.

## VI-4 Vérification des Montants de la Poutre au Vent

### VI-4-1 Vérification de la Panne Montant

#### VI-4-1-1 Vérification à la Résistance

Les montants de la poutre au vent sont des pannes (IPE180) qui travaillent à la flexion déviée sous l'action des charges verticales, et en plus à la compression sous F. On doit donc vérifier la panne montant à la flexion composée déviée.

La formule de vérification est comme suite :

$$\left( \frac{N_{sd}}{N_{pl.rd}} \right) + \left( \frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \right) + \left( \frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z.rd}} \right) \leq 1 \dots\dots\dots [10] \text{ Art 5.36}$$

Le poids propre réel G devient :

$$G = [(P \text{ couverture} + P \text{ accessoire}) \times d] + P \text{ panne}$$

$$G = [(10.45+4) \times 1.4] + 18.8 = 39.03 \text{ kg/ml.}$$

$$G = 0.39 \text{ KN/ml.}$$

$$G_z = 0.39 \times \cos 9.64^\circ = 0.384 \text{ KN/ml.}$$

$$G_y = 0.39 \times \sin 9.64^\circ = 0.065 \text{ KN/ml.}$$

✓ **Les combinaisons les plus défavorables à L'ELU et L'ELS deviennent :**

**a) à L'ELU :**

- $P_{sz} = G_z - 1.5W_z = 0.384 - 1.5 \times (2.8784) = - 3.933 \text{ KN/ml}$  (avec risque de déversement de la part de la semelle inférieure).
- $P_{sy} = G_y + 1.5W_y = 0.065 + 1.5 \times 0 = 0.065 \text{ KN/ml}$

**b) L'ÉLS :**

- $P_{sz} = Gz + Wz = 0.384 - 2.8784 = - 2.49 \text{ KN/ml.}$
- $P_{sy} = Gy + Wy = 0.065 + 0 = 0.065 \text{ KN/ml.}$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELS revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte des pannes isostatiques (il y aura pas de majoration de 1.25).

- $M_y = \frac{q_z \cdot L^2}{8} = \frac{3.933 \times 6^2}{8} = 17.7 \text{ KN/ml.}$
- $M_z = \frac{q_y \cdot L^2}{8} = \frac{0.065 \times 6^2}{8} = 0.292 \text{ KN/ml.}$
- $N_{sd} = F_3 = 4888 \text{ daN.}$
- $N_{PL.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23.9 \times 2350}{1.1} = 51059 \text{ daN}$
- $M_{ply.rd} = 3554.09 \text{ daN.m}$
- $M_{plz.rd} = 739.18 \text{ daN.m}$

Donc :

$$\left(\frac{46.59}{510.59}\right) + \left(\frac{17.7}{35.54}\right) + \left(\frac{0.292}{7.39}\right) = 0.62 < 1 \rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

**VI.4.1.2 Vérification de la Panne Montante au Déversement****a) Semelle supérieure :**

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes n'est pas susceptible de déverser vu quelle est fixée à la couverture, donc il n'y a aucun risque de déversement.

**b) Semelle inférieure :**

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment quelle est libre et non retenue latéralement tout au long de sa portée.

✓ **Combinaison à l'ELU :**

$$G-1.5w$$

$$Qz.sd = G \cos\alpha - 1.5w$$

$$Qy.sd = 1.35G \sin\alpha$$

- On a :  $G = 39.03 \text{ daN/ml.}$
- $V = W = -2.056 \times 1.4 = -2.8784 \text{ KN/ml} = 287.84 \text{ daN/ml}$  « vent de soulèvement »

❖ **Charge de Flexion :**

$$Qz.sd = G \cos\alpha - 1.5w = -393.28 \text{ daN/ml}$$

$$Qy.sd = G \sin\alpha = 6.53 \text{ daN/ml}$$

- $M_y = \frac{q_z \cdot L^2}{8} = \frac{393.28 \times 6^2}{8} = 1769.76 \text{ KN/ml.}$
- $M_z = \frac{q_y \cdot L^2}{8} = \frac{6.53 \times 6^2}{8} = 29.385 \text{ KN/ml.}$

❖ **Charge de Compression**

$$N_{sd} = F_3 = 4888 \text{ daN}$$

D'après l'Eurocode 3, la formule de vérification aux instabilités est la suivante :

• **Flexion Déviée Composée avec Risque de Déversement :**

$$\frac{N}{X_{min} \times N_{PLY}} + \frac{K_{LT} \times M_Y}{X_{LT} \times M_{PLY}} + \frac{K_z \times M_z}{M_{PLZ}} \leq 1 \dots \dots \dots [5] \text{ Art 5.52}$$

On a :

- $N_{PL.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{23.9 \times 2350}{1.1} = 51059 \text{ daN.}$
- $M_{ply.rd} = 3554.09 \text{ daN.m}$
- $M_{plz.rd} = 739.18 \text{ daN.m}$

a) **Calcul du Coefficient de Réduction  $\chi_{min}$  :**

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{600}{7.42} = 80.86 \\ \lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{600}{2.05} = 292.68 \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{80.86}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.86$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{292.68}{93.9} \times \sqrt{1} = 3.11$$

On a :  $\frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1.97 > 1.2$  ; et  $t_f = 0,8 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$

Donc les coefficients de flambement correspondant à la section de l'IPE 180 sont présentés sur le tableau VI-2 suivant :

**Tableau VI-2 :** les coefficients de flambement correspondant à la section IPE 180

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

**- Flambement Par Rapport à l'axe Fort y-y :**

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \quad \text{Avec : } \chi_y \leq 1 \quad [5] \text{ Art 6.49}$$

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

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

$\alpha$  : Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de [10].

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.21 \times (0.86 - 0.2) + 0.86^2] = 0.93 \rightarrow \chi_y = 0.77$$

**- Flambement Par Rapport à L'axe Faible z-z :**

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \quad \text{Avec : } \chi_z \leq 1 \quad [6] \text{ Art 6.49}$$

$$\varphi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\bar{\lambda}_z = \left( \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5}$$

Avec :  $\beta_A = 1$  pour la classe 1

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

D'où :  $\lambda_1 = 93.9$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.34 \times (3.11 - 0.2) + 3.11^2] = 5.83 \rightarrow \chi_z = 0.09$$

$$\chi_{\min} = (0.77; 0.09)$$

Donc :  $\chi_{\min} = 0.09$

### b) Calcul de Coefficient de Réduction Pour le Déversement

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 + \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0.5}} \quad \text{Mais } \chi_{LT} \leq 1 \quad \dots\dots\dots [6] \text{ Art 6.56}$$

$$\text{OU } \phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Avec :

$\alpha_{LT}$  : facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{LT} = 0.21$  pour les sections laminées

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l}{i_z}}{\sqrt{c} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{l}{i_z} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad [\text{Annexe F [6] partie 1-1}]$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{600}{2.05}}{\sqrt{1.132} \times [1 + \frac{1}{20} \times (\frac{600}{\frac{2.05}{18}})^2]^{0.25}} = \frac{292.68}{1.85} = 156.95$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right) \times \sqrt{\beta_w} = \frac{156.95}{93.9} = 1.67$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1.67 > 0.4 \rightarrow$  il y a risque de déversement.

$\alpha_{LT} = 0.21$  pour les profils laminés

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (1.67 - 0.2) + 1.67^2] = 2.0488$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2.0488 + [2.0488^2 - 1.67^2]^{0.5}} = 0.309 < 1$$

**c) Calcul des Coefficients K :**

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{Mais : } \mu_{LT} \leq 0.9$$

Avec :

$\beta_{MLT}$  : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$\beta_{MLT} = 1.3$  Pour une poutre simplement appuyée avec une charge répartie

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 3.11 \times 1.3 - 0.15 = 0.456 < 0.9$$

$$\mu_{LT} = 0.0177 < 0.9 \dots \dots \dots \text{OK.}$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{X_z \times A \times F_Y} = 1 - \frac{0.456 \times 4888}{0.09 \times 23.5 \times 23.9 \times 10^2} = 0.95$$

$$K_{LT} = 0.57 < 1 \dots \dots \dots \text{OK.}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{MLT} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.86 (2 \times 1.3 - 4) + \frac{166.4 - 146.3}{146.3}$$

$$\mu_y = -1.06 < 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{X_y \times A \times F_Y} = 1 - \frac{-1.06 \times 4888}{0.77 \times 23.5 \times 23.9 \times 10^2} = 1.114 < 1.5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{MLT} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} = 3.11 (2 \times 1.3 - 4) + \frac{34.6 - 22.2}{22.2}$$

$$\mu_z = -3.79 < 0.9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{X_z \times A \times F_Y} = 1 - \frac{-3.79 \times 4659.52}{0.09 \times 23.5 \times 23.9 \times 10^2} = 4.49 > 1.5 \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifié.}$$

Donc **IPE180** ne vérifie pas le coefficient  $K_z$ , alors on va utiliser des liernes au lieu d'augmenter la section de la panne montant.

### ❖ Calcul des Liernes :

Ce sont des tirants qui fonctionnent en traction. Ils sont généralement formés de barres rondes et on peut les trouver sous forme de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

$$q_{uy} = Gy + 1.5 Wy$$

$$G = [(10.45 + 4) \times 1.4] + 18.8 = 39.03 \text{ kg/ml} = 0.3903 \text{ KN/ml}$$

$$Gz = G \times \cos 9.64 = 0.384 \text{ KN/ml}$$

$$Gy = G \times \sin 9.64 = 0.065 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = Gy + 1.5 Wy = 0.065$$

### Détermination des Efforts de Traction

Effort de traction dans le tronçon de lierne  $L_1$  provenant de la panne de rive :

$$T_1 = 1.25 \frac{q_{uy}}{2} \times \frac{L}{2} = 1.25 \frac{0.065}{2} \times \frac{6}{2} = 0.121 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon  $L_2$

$$T_2 = 1.25 q_{uy} \times \frac{L}{2} + T_1 = 1.25 \times 0.065 \times 3 + 0.121 = 0.364 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon  $L_3$  :

$$T_3 = 1.25 q_{uy} \times \frac{L}{2} + T_2 = 0.6 \text{ KN}$$

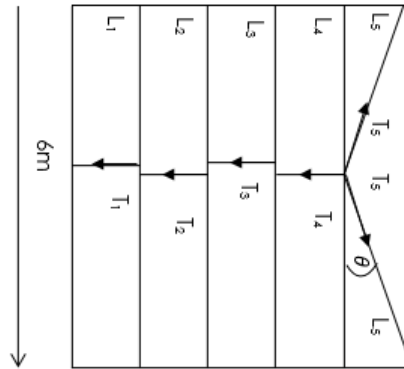
Effort dans les diagonales  $L_4$  :

$$2 \times T_4 \sin \beta = 1.25 q_{uy} \times \frac{L}{2} + T_3 = 0.84 \text{ KN}$$

$$\beta = \arctg\left(\frac{2.25}{3}\right) = 36.86^\circ \rightarrow T_4 = \frac{0.84}{2 \times \sin 36.86^\circ} = 0.7 \text{ KN}$$

### Dimensionnement des Liernes :

Le Schéma qui montre la disposition des liernes vis-à-vis des pannes de toiture dans la Figure VI-3 suivante :



**Figure VI-3 :** Schéma montre la disposition des liernes des pannes de toiture.

Schéma qui montre la disposition des liernes vis-à-vis des pannes de toiture  
 Le tronçon le plus sollicité est L<sub>3</sub> où l'effort exercé est  $N_{tsd} = 0.7KN$  La condition de résistance impose que :

$$N_{sd} \leq N_{pl} \quad \text{avec:} \quad N_{pl} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{m0} \times N_{tsd}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1 \times 0.7}{23.5} = 0.03 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq 0.03 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.03}{\pi}} = 0.2 \text{ cm}$$

Donc on adopte une tige de  $\phi = 8 \text{ mm}$

**Calcul du Coefficient de Réduction  $\chi_{min}$  :**

- $M_z = \frac{q_y \cdot L^2}{8} = \frac{6.53 \times 3^2}{8} = 7.346KN/ml.$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{300}{2.05} = 146.34$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{146.34}{93.9} \times \sqrt{1} = 1.55$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.34 \times (1.55 - 0.2) + 1.55^2] = 1.93 \rightarrow \chi_z = 0.32$$

$$\chi_{min} = (0.77; 0.32)$$

Donc :  $\chi_{min} = 0.32.$

**Calcul de Coefficient de Réduction Pour le Déversement :**

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{300}{2.05}}{\sqrt{1.132} \times [1 + \frac{1}{20} \times (\frac{\frac{300}{2.05}}{\frac{18}{0.8}})^2]^{0.25}} = \frac{146.34}{1.413} = 103.56$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_w} = \frac{103.56}{93.9} = 1.10$$

$\overline{\lambda}_{LT} = 1.10 > 0.4 \rightarrow$  il y a risque de déversement.

### Calcul des Coefficients K :

$\alpha_{LT} = 0.21$  pour les profils laminés

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (1.10 - 0.2) + 1.10^2] = 1.2$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.2 + [1.2^2 - 1.10^2]^{0.5}} = 0.59 < 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.55 \times 1.3 - 0.15 = 0.152$$

$$\mu_{LT} = 0.152 < 0.9 \dots \dots \dots \text{OK.}$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{X_Z \times A \times F_Y} = 1 - \frac{0.152 \times 4888}{0.32 \times 23.5 \times 23.9 \times 10^2} = 0.95$$

$$K_{LT} = 0.95 < 1 \dots \dots \dots \text{OK.}$$

$$\mu_z = \overline{\lambda}_z (2 \times \beta_{MLT} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} = 1.55 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{34.6 - 22.16}{22.16}$$

$$\mu_z = -1.61 < 0.9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{X_Z \times A \times F_Y} = 1 - \frac{-1.61 \times 4888}{0.32 \times 23.5 \times 23.9 \times 10^2} = 1.43 < 1.5 \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

### d) Vérification au Déversement :

$$\frac{4888}{0.32 \times 51059.09} + \frac{0.95 \times 1769.76}{0.56 \times 3554.9} + \frac{1.43 \times 7.346}{739.18} = 1.15 \leq 1 \dots \dots \dots \text{condition non vérifié.}$$

L'**IPE180** ne vérifie le déversement, donc ne convient pas comme une panne montant. On doit alors augmenter la section de cette panne montant vers un **IPE200**.

Avec :  $G = 42.63 \text{ daN/ml}$  « charge permanente »

$W = -2.056 \times 1.4 = -2.8784 \text{ KN/ml} = 287.84 \text{ daN/ml}$  « vent de soulèvement »

### ❖ Charge de Flexion :

$$Q_{z.sd} = G \cos \alpha - 1.5w = -389.73 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y.sd} = G \sin \alpha = 7.13 \text{ daN/ml}$$

$$\bullet M_y = \frac{q_z \cdot L^2}{8} = \frac{389.73 \times 6^2}{8} = 1753.785 \text{ KN/ml.}$$

$$\bullet M_z = \frac{q_y \cdot L^2}{8} = \frac{7.13 \times 3^2}{8} = 8.031 \text{ KN/ml.}$$

On a :

- $N_{PL.rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{28.5 \times 2350}{1.1} = 60886.36 \text{ daN.}$
- $M_{ply.rd} = 4712.82 \text{ daN.m}$
- $M_{plz.rd} = 953.03 \text{ daN.m}$

**Calcul le Coefficient de Réduction  $\chi_{\min}$  :**

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{600}{8.260} = 72.639 \\ \lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{300}{2.240} = 133.928 \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{72.639}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.77$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{133.928}{93.9} \times \sqrt{1} = 1.42$$

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.21 \times (0.77 - 0.2) + 0.77^2] = 0.856 \rightarrow \chi_y = 0.81$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.34 \times (1.42 - 0.2) + 1.42^2] = 1.715 \rightarrow \chi_z = 0.37$$

$$\chi_{\min} = (0.81; 0.37)$$

Donc :  $\chi_{\min} = 0.37$ .

**Calcul de Coefficient de Réduction Pour le Déversement :**

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{300}{2.24}}{\sqrt{1.132} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{\frac{300}{2.24}}{0.85} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{133.928}{1.353} = 98.94$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left( \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_w} = \frac{98.94}{93.9} = 1.05$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1.05 > 0.4 \rightarrow$  il y a risque de déversement.

**Calcul des Coefficients K :**

$\alpha_{LT} = 0.21$  pour les profils laminés

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (1.05 - 0.2) + 1.05^2] = 1.14$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.14 + [1.14^2 - 1.05^2]^{0.5}} = 0.63 < 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times 1.42 \times 1.3 - 0.15 = 0.1269$$

$$\mu_{LT} = 0.1269 < 0.9 \dots \dots \dots \text{OK.}$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{X_z \times A \times F_y} = 1 - \frac{0.1269 \times 4888}{0.37 \times 23.5 \times 28.5 \times 10^2} = 0.97$$

$$K_{LT} = 0.97 < 1 \dots \dots \dots \text{OK.}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{MLT} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} = 1.42 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{44.61 - 28.5}{28.5}$$

$$\mu_z = -1.42 < 0.9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{X_z \times A \times F_y} = 1 - \frac{-1.42 \times 4888}{0.37 \times 23.5 \times 28.5 \times 10^2} = 1.26 < 1.5 \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

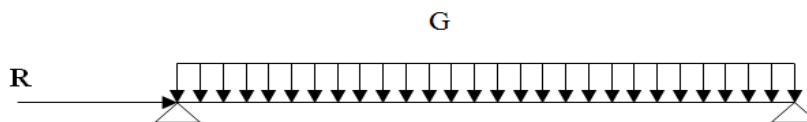
**Vérification au Déversement :**

$$\frac{4888}{0.37 \times 60886.36} + \frac{0.97 \times 1753.785}{0.63 \times 4712.82} + \frac{1.26 \times 8.031}{953.03} = 0.8 \leq 1 \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

Donc **IPE200** convient comme une panne intermédiaire.

**VI-4-2 Vérification de la Panne Sablière :**

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement vertical, Elle est soumise à un effort horizontal et à son propre poids, d'où la vérification va se faire en flexion composée.



**Figure VI-3 :** Schéma statique de la poutre sablière.

La poutre sablière reçoit la réaction de la poutre au vent de pignon calculée précédemment.  
 $N_{sd} = R_A = 78.22 \text{ KN}$

**Donc**

Les pannes sablières qui sont des pannes de rive, travaillent simultanément à la flexion déviée

sous l'action des efforts verticaux parvenant de la toiture et la compression sous l'action de l'effort à la traction de la poutre au vent.

### VI.4.2.1 Vérification a la Résistance

On doit adopter toujours un **IPE200** pour les pannes sablières

Donc on doit vérifier :

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

$$G = 0.42 \text{ KN/ml.}$$

$$G_z = 0.42 \cdot \cos 9.64^\circ = 0.41 \text{ KN/ml.}$$

$$G_y = 0.42 \cdot \sin 9.64^\circ = 0.07 \text{ KN/ml.}$$

✓ **La Combinaison la plus Défavorable à L'ELU et L'ELS Deviennent :**

c) **à L'ELU :**

- $P_{sz} = G_z - 1.5W_z = 0.41 - 1.5 \times (2.8784) = - 3.9 \text{ KN/ml}$  (risque de déversement de la part semelle inferieur).
- $P_{sy} = G_y + 1.5W_y = 0.07 + 1.5 \times 0 = 0.07 \text{ KN/ml}$

d) **L'ÉLS :**

- $P_{sz} = G_z + W_z = 0.41 - 2.8784 = - 2.46 \text{ KN/ml.}$
- $P_{sy} = G_y + W_y = 0.07 + 0 = 0.07 \text{ KN/ml.}$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELS revenant à la panne la plus sollicitée en tenant compte pannes isostatiques (il y'aura pas de majoration de 1.25).

- $M_y = \frac{q_z \cdot L^2}{8} = \frac{3.9 \times 6^2}{8} = 17.58 \text{ KN/ml.}$

- $M_z = \frac{q_y \cdot L^2}{8} = \frac{0.07 \times 3^2}{8} = 0.078 \text{ KN/ml.}$

- $N_{PL,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{28.5 \times 2350}{1.1} = 60886.36 \text{ daN.}$

- $M_{ply,rd} = 4712.82 \text{ daN.m}$

- $M_{plz,rd} = 953.03 \text{ daN.}$

**a) Vérification à la Résistance :**

Donc on doit vérifier

$$\left(\frac{78.22}{608.86}\right) + \left(\frac{17.58}{47.12}\right) + \left(\frac{0.078}{9.53}\right) = 0.509 < 1 \rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

On a :

- $\chi_{\min} = 0.37$
- $\chi_{LT} = \frac{1}{1.14 + [1.14^2 - 1.05^2]^{0.5}} = 0.63 < 1$
- $\mu_{LT} = 0.15 \times 1.42 \times 1.3 - 0.15 = 0.1269$

$$\mu_{LT} = 0.1269 < 0.9 \dots \dots \dots \text{OK.}$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N}{X_Z \times A \times F_Y} = 1 - \frac{0.1269 \times 78.22}{0.37 \times 23.5 \times 28.5 \times 10^2} = 0.99$$

$$K_{LT} = 0.99 < 1 \dots \dots \dots \text{OK.}$$

$$\mu_z = -1.42 < 0.9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N}{X_z \times A \times F_Y} = 1 - \frac{-1.42 \times 78.22}{0.37 \times 23.5 \times 28.5 \times 10^2} = 1 > 1.5 \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

**Vérification au Déversement :**

$$\frac{78.22}{0.37 \times 60886.36} + \frac{0.99 \times 1753.785}{0.63 \times 4712.82} + \frac{1 \times 8.031}{953.03} = 0.6 \leq 1 \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

Donc **IPE200** convient comme une panne sablière.

**VI-5 Contreventement vertical du long-pan :**

Il a pour rôle de transmettre les efforts horizontaux longitudinaux dus à la réaction de la Poutre au vent du pignon et les réactions dues au freinage du pont roulant, aux fondations.

R : la réaction à l'appui

F : la force de vent au nœud

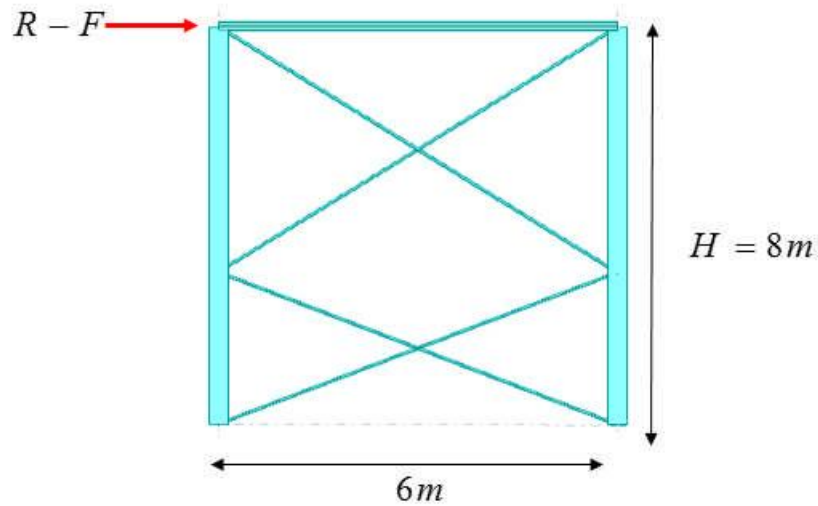


Figure VI-4 : palée de stabilité en long pan.

### VI.5.1 Détermination des efforts :

#### a) Portique longitudinal de rive (1er cas)

Réaction de la poutre au vent :  $R-F = 48.88 \text{ KN}$

Calcul des réactions :

$$\sum F_{Ext}/x = 0 \rightarrow 2R_H = (R - F) \rightarrow R_H = 24.4 \text{ KN}$$

$$\sum M/1 = 0 \rightarrow R_V \times L = [(R - F) \times H] \rightarrow R_V = 65.173 \text{ KN}$$

Détermination de l'effort de traction dans les diagonales tendues

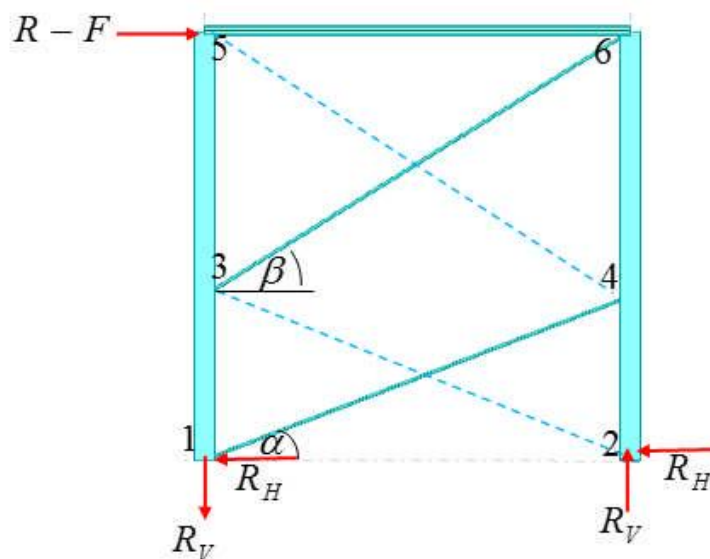
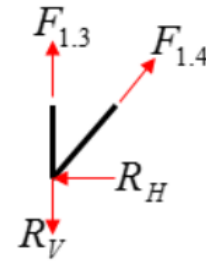


Figure VI-5 : les réactions dans la palée de stabilité de rive en long pan.

**Nœud 1 :**

$$\begin{cases} /x : F_{1,4} = \frac{R_H}{\cos \alpha} \\ /y : F_{1,3} = R_V - F_{1,4} \sin \alpha \end{cases}$$

$$\text{AVEC } \alpha = \text{Arctg} \frac{3.06}{6} = 27.02^\circ$$

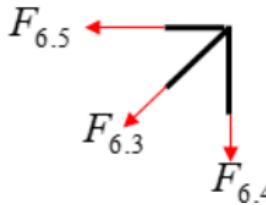


**Calcul les réactions sur les nœuds :**

Donc :  $\begin{cases} F_{1,4} = 27.38 \text{ KN} \\ F_{1,3} = 52.72 \text{ KN} \end{cases}$

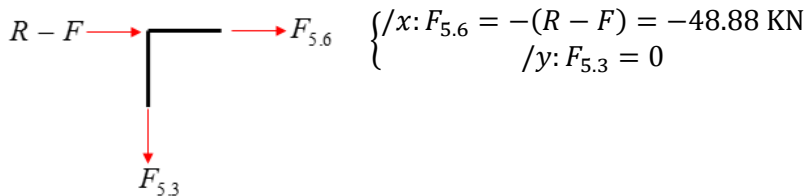
**Nœud 3 :**

$$\begin{cases} /x : F_{3,6} = \frac{R - F}{\cos \beta} \\ \beta = \text{Arctg} \frac{4.94}{6} = 39.46^\circ \end{cases}$$



$$F_{3,6} = 63.31 \text{ KN}$$

**Nœud 5 :**



**Conclusion**

- L'effort extrême dans les diagonales dans les deux cas est de :  $N_{sd} = 63.31 \text{ KN}$
- Nature de sollicitation : traction simple.

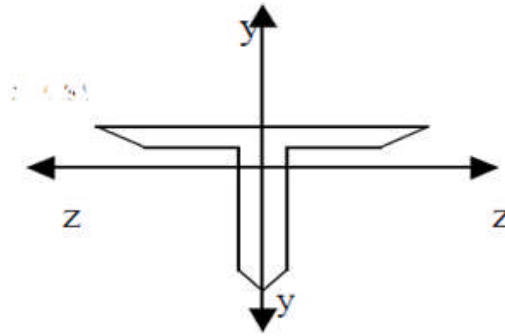
$$N_{sd} \leq N_{pl} \quad \text{avec:} \quad N_{pl} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{m0} \times N_{tsd}}{f_y}$$

**Section de la diagonale :**

$$A \geq \frac{1.1 \times 63.31}{23.5} = 2.96 \text{ cm}^2$$

On adopte double corniers **50 x 50 x 4** avec  $A = 7.786 \text{ cm}^2$ .

**Vérification des diagonales à la traction :**



La condition à vérifier est :  $N_{tSd} \leq N_{tRd}$  .....EC03 Art 5.13

Avec :  $N_{tRd} = \min(N_{PL}; N_u; N_{net})$

$\gamma_{M0} = 1.1$  ;  $\gamma_{M2} = 1.25$  ;  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  ;  $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

$A_{net} = A - e \times d_0 = 778.6 - 10 \times 14 = 6.386 \text{ cm}^2$

$$N_{PL} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7.786 \times 23.5}{1.1} = 166.33 \text{ KN}$$

$$N_u = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 638.6 \times 360}{1.25} = 165.525 \text{ KN}$$

$$N_{net} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6.386 \times 23.5}{1.1} = 136.42 \text{ KN}$$

**D'où:**

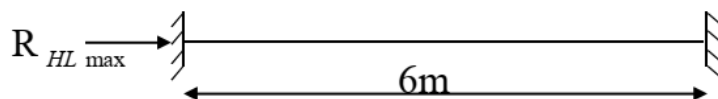
$$N_{tRd} = \min(N_{PL}; N_u; N_{net}) = \min(166.33; 165.52; 136.42) \rightarrow N_{tRd} = N_{net} = 136.42 \text{ KN}$$

$$N_{tSd} = 63.31 \text{ KN} < N_{tRd} = 136.42 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

Et dans le ROBOT on prend **L 60 x 40 x 5** Avec :  $9.58 \text{ cm}^2$ .

**VI-5-2 Poutre Sablière du Côté du Pont Roulant :**

Réaction des ponts roulants : Pont 15 t =>  $R_{HLmax} = 57.1 \text{ KN}$ .



$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \chi_{\min} \times \beta A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\text{Avec } N_{Sd} = R_{HL\max} = 57.10 \text{ KN}$$

On prend  $\chi_{\min} = 0.5$

$$\text{Donc } A \geq \frac{N_{Sd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \times f_y} = \frac{57.1 \times 1.1}{0.5 \times 23.5} = 5.35 \text{ cm}^2$$

On prend un **IPE120** avec  $A=13.2 \text{ cm}^2$

On doit vérifier que :

$$N_{Sd} = 57.1 \leq N_{pl.Rd} = \chi_{\min} \times \beta A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

- Calcule  $\chi_{\min} = ?$

On a une poutre encastree sur de cote donc :  $L_{cr} = 0.5l_0$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{300}{4.9} = 69.76 \\ \lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{300}{1.45} = 206.89 \end{cases}$$

### Classification de la section

$$\text{Semelle comprimée : } \frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{64/2}{6.3} = 5.07 < 10\varepsilon \quad \text{Semelle de classe 1.}$$

$$\text{Âme fléchée : } \frac{d}{t_w} = \frac{99.4}{4.4} = 22.60 < 72\varepsilon \quad \text{Âme de classe 1.}$$

D'où le profilée est de classe 1

### Calcul les élancements réduits

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{69.76}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.743 > 0.2 \quad \dots \text{il ya un risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{206.89}{93.9} \times \sqrt{1} = 2.2 > 0.2 \quad \dots \text{il ya un risque de flambement.}$$

**Calcul le coefficient de réduction**

On a :  $\frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1.875 > 1.2$  ; et  $t_f = 6,3 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$

Donc on a les coefficients de flambement correspondant à la section IPE 120 présenté sur le tableau suivant :

**Tableau VI-3** : les coefficients de flambement correspondant à la section IPE 120

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur d'imperfection $\alpha$
y-y'	A	$\alpha_y = 0.21$
z-z'	B	$\alpha_z = 0.34$

$$\chi_{\min} = (0.870; 0.176)$$

Donc :  $\chi_{\min} = 0.176$

$$N_{Sd} = 57.1 > N_{pl.Rd} = 0.176 \times 1 \times \frac{13.2 \times 23.5}{1.1} = 49.63 \text{ KN } \textit{c'est pas verifier}$$

On doit augmenter la section on prend **IPE140** Avec  $A=16.4 \text{ cm}^2$

- On répète Les mêmes étapes on retrouve

$$\chi_{\min} = (0.908; 0.238)$$

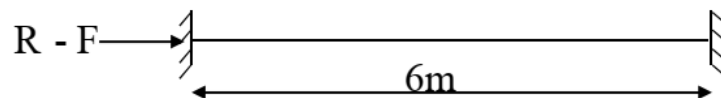
Donc :  $\chi_{\min} = 0.238$

$$N_{Sd} = 57.1 < N_{pl.Rd} = 0.238 \times 1 \times \frac{16.4 \times 23.5}{1.1} = 83.39 \text{ KN } \textit{c'est verifier}$$

Donc **IPE140** convient comme une poutre sablière.

**VI-5-3 Poutre Montante du Palée de Stabilité**

On la réaction égale  $R-F= 48.88 \text{ KN}$

**VI.5.3.1 Pré Dimensionnement de la Poutre**

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd} = \chi_{\min} \times \beta A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :  $N_{Sd} = R-F = 48.88 \text{ KN}$

On prend :  $\chi_{\min} = 0.5$

$$\text{Donc : } A \geq \frac{N_{Sd} \times \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \times F_Y} = \frac{48.88 \times 1.1}{0.5 \times 23.5} = 4.576 \text{ cm}^2$$

On prend un **IPE120** avec  $A=13.2 \text{ cm}^2$

On doit vérifier que :

$$N_{sd} = 48.88 \leq N_{PL} = \chi_{\min} \times \beta_A \times \frac{A \times F_Y}{\gamma_{M1}}$$

On a une poutre encastree sur de cote donc :  $L_{cr} = 0.5l_0$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{300}{4.9} = 61.22 \\ \lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{300}{1.45} = 206.89 \end{cases}$$

#### Classification de la section

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \rightarrow \frac{64/2}{6.3} = 5.07 \leq 10\varepsilon$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = 1 ; \text{ car : } F_y = 235 \text{ MPa}$$

→ Semelle de classe 1

- **Classe de l'âme (âme fléchie)**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \rightarrow \frac{93.4}{4.4} = 21.22 \leq 72\varepsilon$$

→ Âme de classe 1

✓ Donc la section est de classe 1

$$\lambda_{cr} = 93.9\varepsilon = 93.9$$

#### Calcule les élancements réduits

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{61.22}{93.9} \times \sqrt{1} = 0.65 > 0.2 \dots \text{il ya un risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} = \frac{206.89}{93.9} \times \sqrt{1} = 2.2 > 0.2 \dots \text{il ya un risque de flambement.}$$

#### Calcule le coefficient de réduction

$$\text{On a : } \frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1.875 > 1.2 ; \text{ et } t_f = 6.3 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Donc on a les coefficients de flambement correspondant à la section IPE 120 présenté sur le tableau suivant :

**Tableau VI-4** : les coefficients de flambement correspondant à la section IPE 120

Axe da flambement	Courbe de flambement	Facteur d'imperfection $\alpha$
y-y'	A	$\alpha_y = 0.21$
z-z'	B	$\alpha_z = 0.34$

$$\chi_{\min} = (0.86 ; 0.176)$$

Donc :  $\chi_{\min} = 0.176$

$$N_{sd} = 48.88 < N_{PL} = 0.176 \times 1 \times \frac{13.2 \times 23.5}{1.1} = 49.632 \text{ KN C'est vérifié.}$$

Donc **IPE120** convient comme une panne montante de la palée de stabilité.

### **VI-6 Conclusion :**

L'étude que nous avons effectuée nous a permis de déterminer le type des profilés des éléments de contreventement qui sont capables d'assurer la stabilité de l'ossature. Les profilés retenus après vérification pour différents éléments de contreventement sont :

- **Pour la poutre au vent :**

Panne montante : IPE200.

Panne sablière : IPE200.

Les diagonales : L 65 x 50 x 6.

- **Pour la palée de stabilité :**

Poutre montante : IPE120.

Les diagonales : L 60 x 40 x 5.

Poutre sablière de pont roulant : IPE140.

## Chapitre VII : Etude des Portiques

### Introduction

Dans notre calcul de la structure on exige que le critère de sécurité soit garanti et reste au-dessus des limites admissibles sous les combinaisons les plus défavorables, qui génèrent les actions des sollicitations et les contraintes. Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement [2] et à l'aide du logiciel ROBOT ANALYSIS STRUCTURE qui détermine les réactions d'appuis pour les cas les plus défavorables.

### VII - 1 Vérification des poteaux (hangar)

#### VII-1-1 Les combinaisons utilisées les plus défavorables :

- 1.35 G + 1.5 Q<sub>2</sub>
- G + 1.5 W<sub>2</sub>

#### VII-1-2 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl rd} \dots V_{sd} = 35.28 \text{ KN}$

$$V_{plz rd} = \frac{A_{vz} \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} \text{ et } A_{vz} = 31.74 \text{ cm}^2 \text{ (PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 280)}$$

$$V_{plz rd} = \frac{31.74 \times 13.56}{1.1} = 391.5 \text{ KN} \longrightarrow \frac{1}{2} V_{plz rd} = 195.75 \text{ KN}$$

35.28 KN  $\leq$  195.75 KN vérifié

#### VII-1-3 Vérification au moment fléchissant :

Il faut vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{pl rd}$

$$M_{sd} = 214.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_0} = \frac{23.5 \times 1112 \times 10^{-2}}{1.1} = 237.56 \text{ KN.m}$$

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

#### VII-1-4 Vérification à l'effort normal :

Il faut vérifier que :  $N_{sd} \leq N_{pl rd}$  avec  $N_{sd} = 50.38 \text{ kN}$

$$M_{pl rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_0} = \frac{23.5 \times 97.26}{1.1} = 2077.82 \text{ KN}$$

$N_{sd} \leq N_{pl rd}$  donc 50.38 KN  $\leq$  2077.82 KN vérifié

#### VII-1-5 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd} \times \chi_{min}} + \frac{K_{LT} \times M_{y sd}}{M_{py.Rd}} \leq 1$$

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl.rd} \times \chi_z} + \frac{K_{LT} \times M_{y sd}}{M_{ply rd} \times \chi_{LT}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement  $\chi_{min}$

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

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

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

$$\lambda_y = \frac{0.5 l_{ky}}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{400}{11.68} = 34.24$$

$$\tilde{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times [\beta_A]^{0.5}$$

$$\tilde{\lambda}_y = \frac{34.24}{93.9} \times 1 = 0.36$$

Courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{280} = 0.96 < 1.2$$

Axe de flambement y-y  $\longrightarrow$   $\tilde{\lambda}_y = 0.36 \longrightarrow$  courbe de flambement b

$$\chi_y = 0,951$$

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

$$\lambda_y = \frac{150}{7} = 21.42$$

$$\lambda_y = \frac{21.02}{93.9} = 0.223$$

Axe de flambement z-z  $\longrightarrow$  courbe de flambement a

$$\chi_y = 0,989$$

$$\chi_{min} = (\chi_y ; \chi_z) = 0.951 .$$

**Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement  $\tilde{\lambda}_{LT}$**

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l}{i_g}}{\sqrt{c} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \times \left( \frac{\frac{l}{i_g}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 19.89$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times [\beta_A]^{0.5} = 0.21 < 0.4 \longrightarrow \text{Calcul de coefficient } k :$$

Selon Z-Z

$$\Psi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = -\frac{52.68}{214.38} = -0.24$$

$$B_{Mz} = 1.8 - 0.7 \Psi = 1.986$$

$$\mu_y = 0.228 \times (2 \times 1.99 - 4) + \frac{1112 + 1013}{1013} = 0.091$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$$k_y = 1 - \frac{0.094 \times 95.97}{0.951 \times 97.3 \times 23.5} = 0.995 \leq 1.5$$

$$N_{sd} = 50.38 \text{ KN}$$

$$M_{y.sd} = 214.38 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{97.3 \times 23.5}{1.1} = 2078.68 \text{ KN}$$

$$M_{ply.Rd} = 1112 \times \frac{23.5 \times 10^{-2}}{1.1} = 237.56 \text{ KN.m}$$

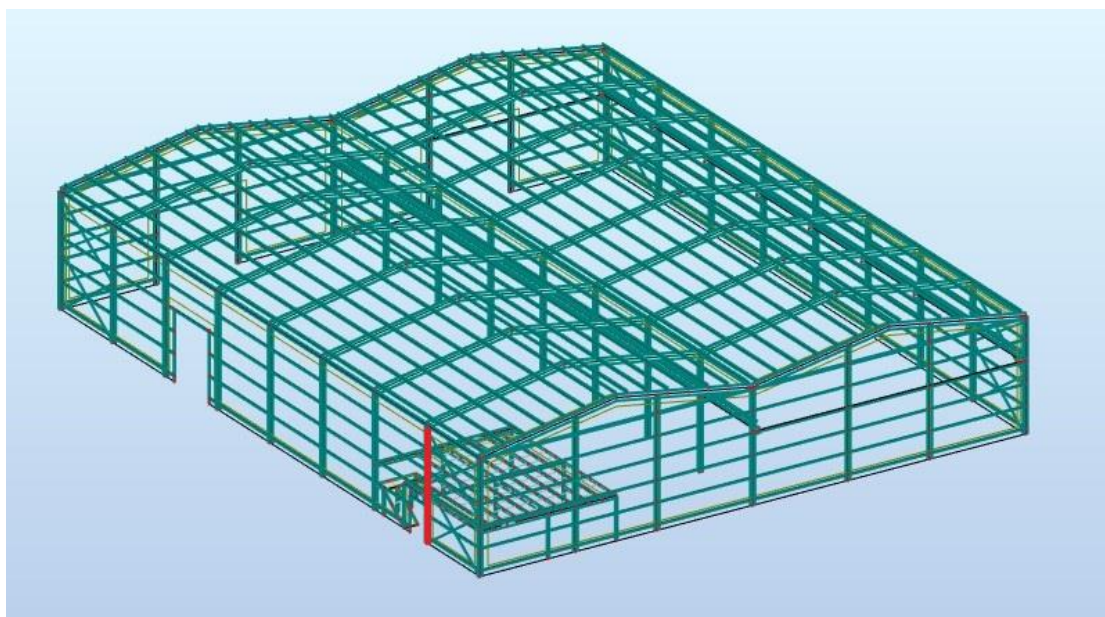
Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd} \times \chi_{min}} + \frac{k_y \times M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{95.97}{0.951 \times 2078.68} + \frac{0.99 \times 214.38}{237.56} = 0.94 \leq 1 \dots\dots \text{ok}$$

### VII-1-6 l'analyse par ROBOT :

D'après l'analyse de la structure globale de notre construction par le logiciel de calcul « ROBOT ANALYSIS STRUCTURE version 2018 » retenue on constate que le poteau le plus sollicité correspond au poteau N°163 qui se trouve dans la paroi de rive du long pan du côté du plancher mixte. Le calcul conduit à utiliser un HEA 280 comme section de poteau comme on observe dans la figure suivante :



**Figure VII-1** poteau le plus sollicité poteau N°163 HEA 280

Et voici la note de calcul faite par le robot montre les différentes vérifications et les résultats obtenues.

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

-----  
**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*  
**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

-----  
**FAMILLE :**  
**PIECE:** 163 Poteau\_163                      **POINT:** 8                      **COORDONNEE:** x = 1.00 L = 8.00 m

-----  
**CHARGEMENTS :**  
*Cas de charge décisif:* 13 G+1.5W<sub>2</sub> (1+24\*1.35)

-----  
**MATERIAU :**  
 ACIER E24     $f_y = 235.00$  MPa



### PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 280

h=27.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=28.0 cm	Ay=81.58 cm <sup>2</sup>	Az=31.74 cm <sup>2</sup>	Ax=97.26 cm <sup>2</sup>
tw=0.8 cm	Iy=13673.30 cm <sup>4</sup>	Iz=4762.64 cm <sup>4</sup>	Ix=62.37 cm <sup>4</sup>
tf=1.3 cm	Wply=1112.22 cm <sup>3</sup>	Wplz=518.13 cm <sup>3</sup>	

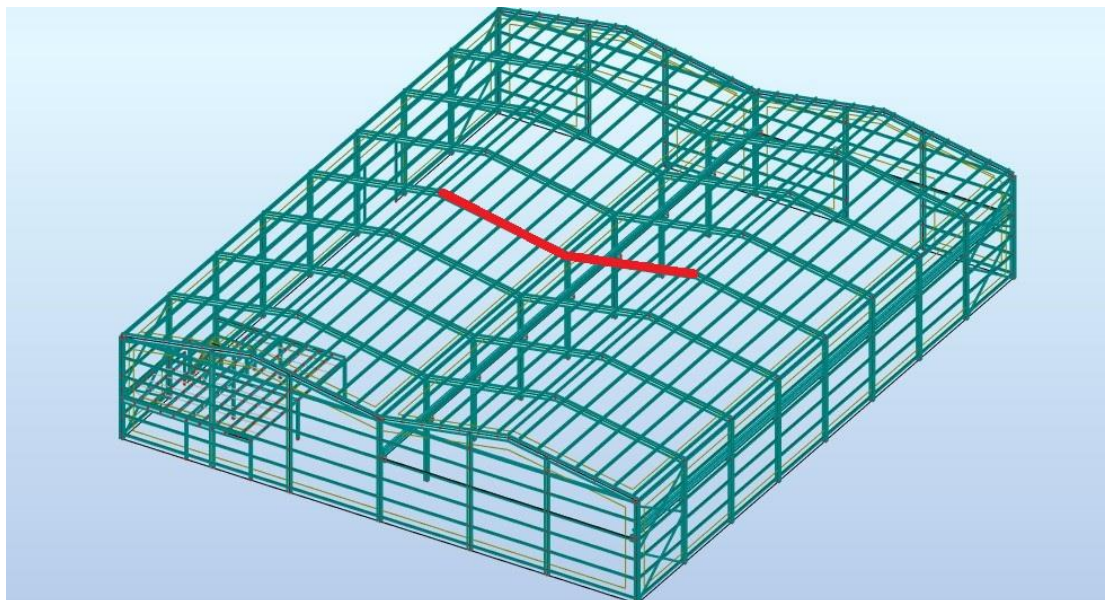
### EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 50.38 kN                      My,Ed = 52.68 kN\*m                      Mz,Ed = 14.48 kN\*m                      Vy,Ed = -32.30



D'après les résultats de l'analyse de la structure de notre hangar par le logiciel de calcul « ROBOT ANALYSIS STRUCTURE version 2018 » retenu on constate que L'IPE 450 est pour section de la traverse de notre portique.

Dans notre cas les traverses les plus sollicitées correspondent aux traverses intermédiaires n 204 et n 56 comme le montre la figure VII - 2 suivante :



**Fig VII- 2 :** traverses les plus sollicitées n 204 et n 56

Et voici la note de calcul faite par le robot montre les différentes vérifications et les résultats obtenues.

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 204 traverse\_204  
0.50 L = 0.25 m

POINT: 2

COORDONNEE: x =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 14 G+1.5W<sub>2</sub> 1\*1.00+24\*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

h=45.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=19.0 cm

Ay=63.21 cm<sup>2</sup>

Az=50.84 cm<sup>2</sup>

Ax=98.82 cm<sup>2</sup>

tw=0.9 cm

Iy=33742.90 cm<sup>4</sup>

Iz=1675.86 cm<sup>4</sup>

Ix=67.18 cm<sup>4</sup>

tf=1.5 cm

Wply=1701.79 cm<sup>3</sup>Wplz=276.38 cm<sup>3</sup>**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = -7.71 kN kN	My,Ed = -3.14 kN*m	Mz,Ed = 63.03 kN*m	Vy,Ed = -253.24
Nt,Rd = 2322.27 kN kN	My,pl,Rd = 399.92 kN*m	Mz,pl,Rd = 64.95 kN*m	Vy,T,Rd = 781.92
kN	My,c,Rd = 399.92 kN*m	Mz,c,Rd = 64.95 kN*m	Vz,Ed = -32.18
kN	MN,y,Rd = 399.92 kN*m	MN,z,Rd = 64.95 kN*m	Vz,T,Rd = 651.28
kN			Tt,Ed = 1.32
kN*m			Classe de la
section = 1			

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

**FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N,Ed/Nt,Rd = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.97 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.32 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.21 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.14 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Profil correct !!!****VII-3 Vérification des poteaux (plancher) :****VII-3-1 Charges agissants sur le poteau du plancher mixte :**

- ✓ Poids du plancher mixte
- ✓ Poids des solives
- ✓ Poids propre des poutres principaux et secondaires
- ✓ Une charge partielle des escaliers
- ✓ Charge d'exploitation déterminé par le DTR a usage bureau

**VII-3-2 La combinaison utilisé la plus défavorable :**

➤ 1.35 G +1.5 Q

**VII-3-3 l'analyse par ROBOT :**

D'après l'analyse de la structure globale de notre construction par le logiciel de calcul « ROBOT ANALYSIS STRUCTURE version 2018 » retenue on constate que le poteau

le plus sollicité pour le plancher mixte correspond au poteau N°244 qui se trouve au centre du plancher mixte. Le calcul conduit a utilisé un HEA 160 comme section de poteau.

## CALCUL DES STRUCTURES ACIER

**NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces

**FAMILLE:**

**PIECE:** 244 Barre\_244

**POINT:** 10

**COORDONNEE:**  $x = 0.33 L = 1.12 \text{ m}$

**CHARGEMENTS:**

*Cas de charge décisif:* 15 1.35G+1.5Q 1\*1.35+2\*1.50

**MATERIAU:**

ACIER E24  $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



**PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 160**

h=16.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=8.2 cm	Ay=13.73 cm <sup>2</sup>	Az=9.66 cm <sup>2</sup>	Ax=20.09 cm <sup>2</sup>
tw=0.5 cm	Iy=869.29 cm <sup>4</sup>	Iz=68.31 cm <sup>4</sup>	Ix=3.62 cm <sup>4</sup>
tf=0.7 cm	Wply=123.86 cm <sup>3</sup>	Wplz=26.10 cm <sup>3</sup>	

**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 0.07 kN	My,Ed = 1.21 kN*m	Mz,Ed = 0.00 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 472.12 kN	My,Ed,max = 1.48 kN*m	Mz,Ed,max = 0.01 kN*m	Vy,T,Rd = 186.24 kN
Nb,Rd = 104.90 kN	My,c,Rd = 29.11 kN*m	Mz,c,Rd = 6.13 kN*m	Vz,Ed = -0.12 kN
	MN,y,Rd = 29.11 kN*m	MN,z,Rd = 6.13 kN*m	Vz,T,Rd = 130.99 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

**PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

		en y:			en z:
L <sub>y</sub> = 3.35 m	Lam <sub>y</sub> = 0.54		L <sub>z</sub> = 3.35 m	Lam <sub>z</sub> = 1.93	
L <sub>cr,y</sub> = 3.35 m	X <sub>y</sub> = 0.91		L <sub>cr,z</sub> = 3.35 m	X <sub>z</sub> = 0.22	
Lam <sub>y</sub> = 50.93	k <sub>yy</sub> = 1.00		Lam <sub>z</sub> = 181.67	k <sub>yz</sub> = 0.69	

**FORMULES DE VERIFICATION:**

*Contrôle de la résistance de la section:*

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

**Contrôle de la stabilité globale de la barre:**

$$\lambda_{y} = 50.93 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 181.67 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.05 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.03 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

-----  
**Profil correct !!!**

## Chapitre VIII: Etude D'assemblage

### VIII - 1 Assemblage poteau \_ traverse :

L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

On montre dans la figure ci-dessous une vue 3D d'assemblage poteau traverse

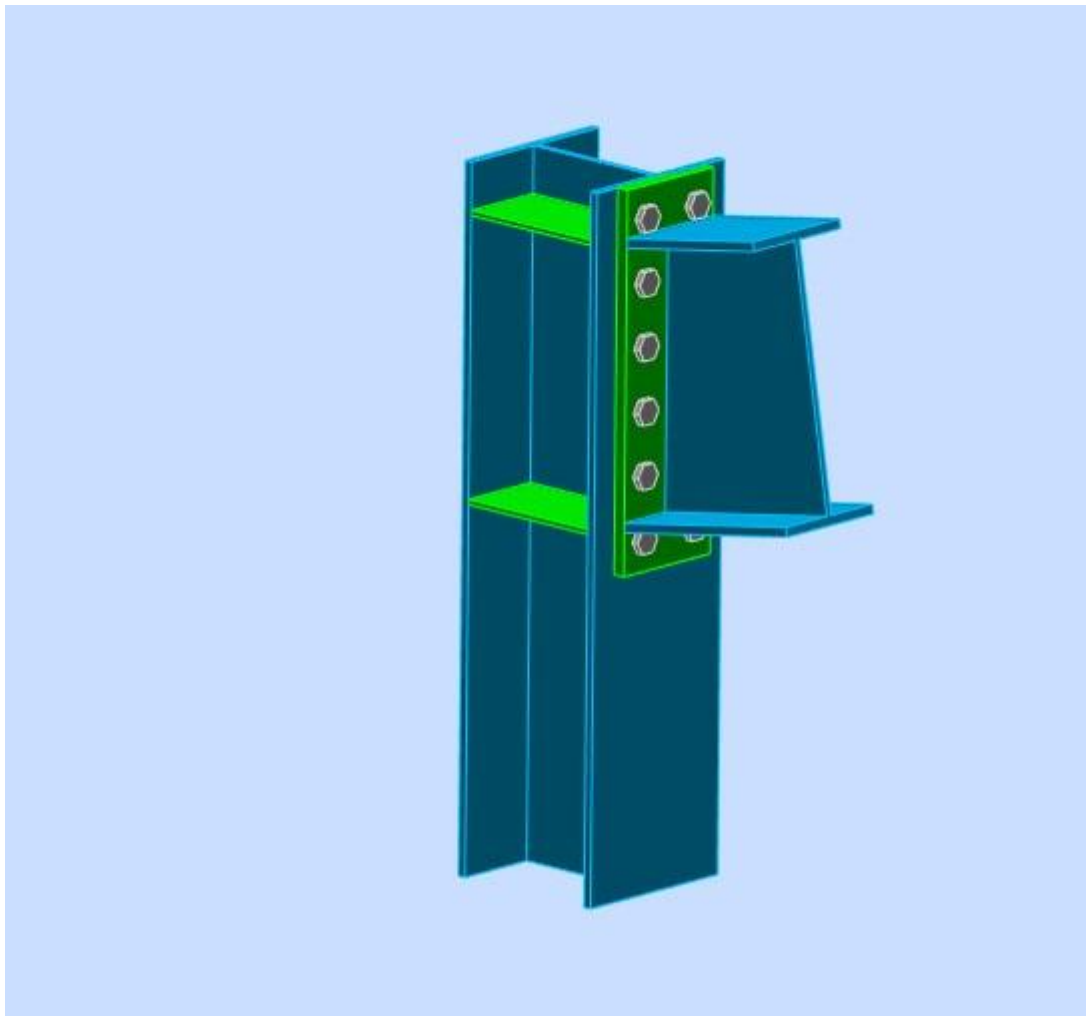


Figure VIII-1 : vue 3D d'Assemblage poteau traverse

#### VIII – 1-1 efforts intervenant :

$$V_{sd} = 87.15 \text{ KN}$$

$$N = 27.88 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 173.96 \text{ KN.m}$$

#### VIII-1-2 Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est à dire les trois rangées supérieures des boulons.

$$d_1 = 500 \text{ mm}$$

$$d_2 = 400 \text{ mm}$$

$$d_3 = 300 \text{ mm}$$

$$\Sigma d_i^2 = (500)^2 + (400)^2 + (300)^2 = 0.5 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\Sigma d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{173.96 \times 0.5}{0.5} = 173.96 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{173.96 \times 0.4}{0.5} = 139.17 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{173.96 \times 0.3}{0.5} = 140.37 \text{ KN}$$

### VIII-1-3 Dimensionnement des boulons :

Il faut vérifier que :  $N_1 \leq n \leq F_p$  et  $F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$

$$A_s \geq \frac{N_1}{0.7 \times f_{bu}} = \frac{173.96 \times 10^3}{0.7 \times 1000 \times 2} = 124.25 \text{ mm}^2$$

Donc on choisit des boulons M22 de diamètre

### VIII-1-4 Vérification Résistance d'un boulon à l'interaction cisaillement-traction :

Il faut vérifier que :  $V_{sd} \leq V_R = \frac{K_s \times \mu \times n \times (F_p - 0.8 F_{t, sd})}{\gamma_{Ms}}$

Avec :

$\mu$  : coefficient de frottement qui est pris 0.3

$K_s = 1$  ; Coefficient qui est en fonction de la dimension des trous de pressage pour les trous à tolérance normal

$$\gamma_{Ms} = 1.25$$

$n = 1$  ; nombre d'interfaces de frottement

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 303 = 212.1 \text{ KN}$$

$$F_{t, sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{173.96}{2} = 86.98 \text{ KN}$$

Effort de cisaillement sollicitons par boulon

$$V_{sd} = \frac{V_{sd \max}}{12} = \frac{87.15}{12} = 7.26 \text{ KN}$$

Effort résistant de l'interaction cisaillement-traction sollicitons

$$V_R = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (212.1 - (0.8 \times 86.98))}{1.25} = 34.2 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 7.26 \text{ KN} < V_R = 34.2 \text{ KN}$  condition vérifié

### VIII-1-5 l'analyse par ROBOT :

D'après l'analyse de la structure globale de notre construction par le logiciel de calcul « ROBOT ANALYSIS STRUCTURE version 2018 » retenue on constate que l'assemblage poteau traverse est réalisé par deux files chaque file contient 6 boulons de classe 10.9 de diamètre M12 comme on observe dans la figure suivante qui montre un schéma d'assemblage poteau traverse :

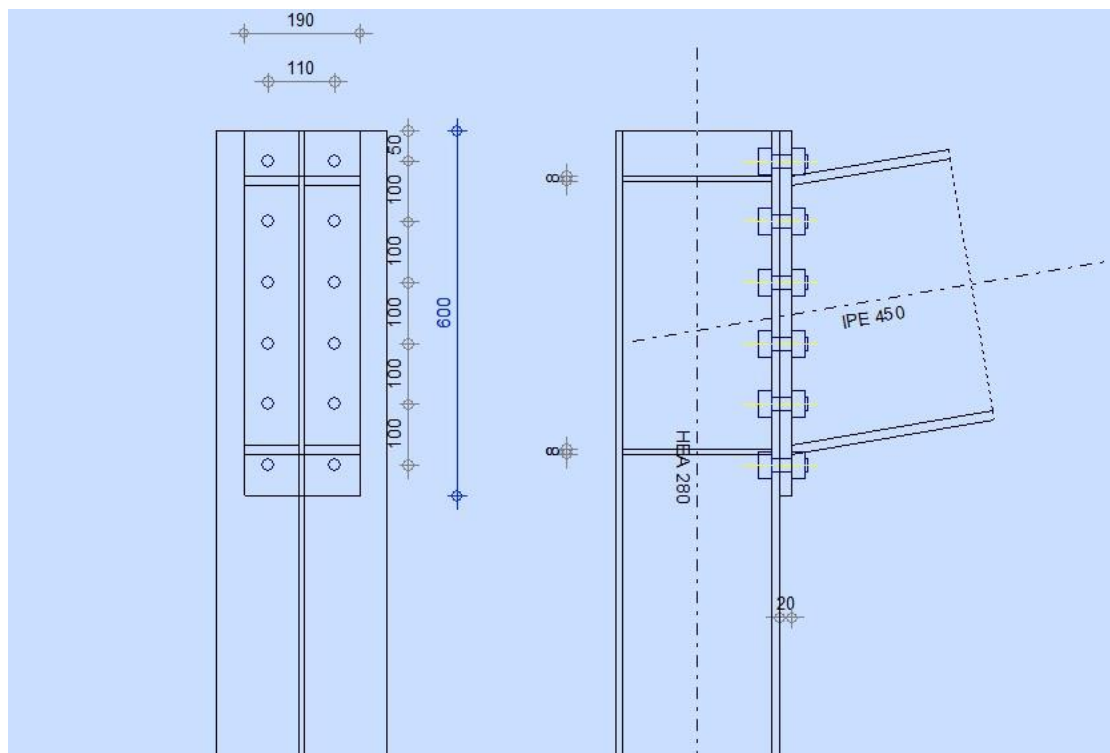
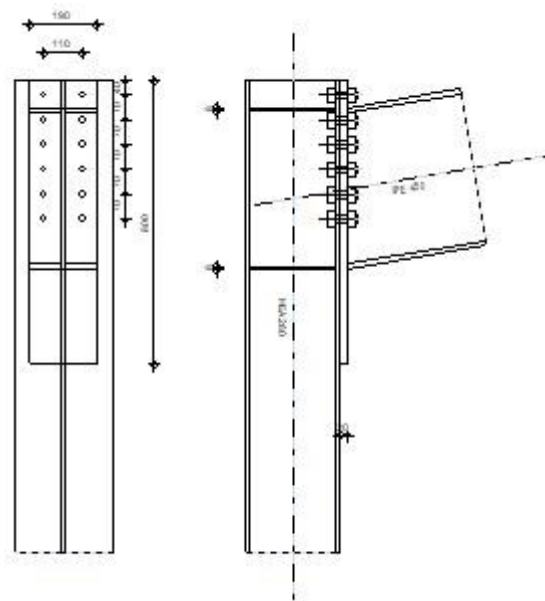


Figure VIII-2 : schéma d'assemblage poteau traverse

Et voici la note de calcul faite par le robot montre les différentes vérifications et les résultats obtenues.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	<b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b> NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	



## GENERAL

Assemblage N°: 1  
 Nom de l'assemblage : poteaux travers

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé: HEA 280  
 $\alpha = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 270$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 280$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 13$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 24$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 97,26$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{xc} = 13673,30$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau: ACIER E24  
 $f_{yc} = 235,00$  [MPa] Résistance

### POUTRE

Profilé: IPE 450  
 $\alpha = 9,6$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 450$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_f = 190$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb} = 15$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_b = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $r_b = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_b = 98,82$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xb} = 33742,90$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau: ACIER E24  
 $f_{yb} = 235,00$  [MPa] Résistance

**BOULONS**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	22 [mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9	Classe du boulon
$F_{tRd} =$	218,16 [kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	6	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	40 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i$ =	110 [mm]	
Entraxe $p_i =$	70;70;70;70;70 [mm]	

**PLATINE**

$h_p =$	800 [mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	190 [mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20 [mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER E24	
$f_{yp} =$	235,00 [MPa]	Résistance

**RAIDISSEUR POTEAU****Supérieur**

$h_{su} =$	244 [mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	136 [mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8 [mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ysu} =$	235,00 [MPa]	Résistance
-------------	--------------	------------

**Inférieur**

$h_{sd} =$	244 [mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	136 [mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8 [mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ysu} =$	235,00 [MPa]	Résistance
-------------	--------------	------------

**SOUDES D'ANGLE**

$a_w =$	5 [mm]	Soudure âme
$a_f =$	8 [mm]	Soudure semelle
$a_s =$	5 [mm]	Soudure du raidisseur

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

**EFFORTS****Etat limite: ultime**

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} =$	173,96 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	87,15 [kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	27,88 [kN]	Effort axial dans la poutre droite

**RESULTATS****RESISTANCES DE LA POUTRE****TRACTION**

$$A_b = 98,82 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.3]}$$

$$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$N_{tb,Rd} = 2322,27 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section à la traction} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.3]}$$

**CISAILLEMENT**

$$A_{vb} = 50,84 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 689,84 \text{ [kN]} \text{ Résistance de calcul de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,13 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

**FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)**

$$W_{plb} = 1701,79 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 399,9 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

**FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE**

$$W_{pl} = 1670,86 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 392,65 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

**AILE ET AME EN COMPRESSION**

$$M_{cb,Rd} = 392,65 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 442 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 889,08 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

**RESISTANCES DU POTEAU****PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT**

$$M_{b1,Ed} = 173,96 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \text{ [kN*m]} \text{ Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$V_{c1,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$V_{c2,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$z = 449 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier} \quad \text{[6.2.5]}$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 387,40 \text{ [kN]} \text{ Panneau d'âme en cisaillement} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$A_{vs} = \frac{31,7}{4} \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = \frac{31,7}{4} \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 448 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 2,78 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 1,05 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 1,05 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$A_{vs} = 31,74 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.6.(3)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0,9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 404,67 \text{ [kN]} \text{ Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,96 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,96)$$

### AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 8 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 262 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 31,74 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.6.(3)]$$

$$\omega = 0,80 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 0,00 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 18,91 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.4]$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 838,27 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 196 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,88 \text{ Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,88 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 2,39 \text{ Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.3.1.2]$$

$$\chi_s = 1,00 \text{ Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.3.1.2]$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 789,18 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 789,18 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

### PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

#### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	32	-	85	-	85	180	178	178	178	0	0	0	0
2	32	-	85	-	70	200	254	200	254	170	173	170	173
3	32	-	85	-	70	200	233	200	233	140	70	70	70
4	32	-	85	-	70	200	233	200	233	140	70	70	70
5	32	-	85	-	70	200	233	200	233	140	70	70	70
6	32	-	85	-	70	200	232	200	232	170	150	150	150

#### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	45	26	40	40	85	162	95	95	95	-	-	-	-
2	45	-	40	-	70	281	357	281	357	210	278	210	278
3	45	-	40	-	70	281	229	229	229	140	70	70	70
4	45	-	40	-	70	281	229	229	229	140	70	70	70
5	45	-	40	-	70	281	229	229	229	140	70	70	70
6	45	-	40	-	70	281	229	229	229	210	149	149	149

m	– Distance du boulon de l'âme
$m_x$	– Distance du boulon de l'aile de la poutre
e	– Pince entre le boulon et le bord extérieur
$e_x$	– Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p	– Entraxe des boulons
$l_{eff,cp}$	– Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
$l_{eff,nc}$	– Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
$l_{eff,1}$	– Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
$l_{eff,2}$	– Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
$l_{eff,cp,g}$	– Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
$l_{eff,nc,g}$	– Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
$l_{eff,1,g}$	– Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
$l_{eff,2,g}$	– Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = 218,16$  [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 236,12$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$N_{j,Rd} = \text{Min}(N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$   
 $N_{j,Rd} = 2322,27$  [kN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  0,01 < 1,00 **vérifié** (0,01)

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 218,16$  [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 236,12$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$  – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$  – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$  – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$  – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$  [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$  [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$  [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$  [6.2.6.8.(1)]

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min}(F_{t1,Rd,comp})$	221,90	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 221,90$	221,90	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 297,49$	297,49	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 318,87$	318,87	Platine d'about - traction
$B_{p,Rd} = 472,25$	472,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 404,67$	404,67	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 789,18$	789,18	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 889,08$	889,08	Aile de la poutre - compression

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	182,77	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 249,54$	249,54	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 325,75$	325,75	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 404,51$	404,51	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 619,63$	619,63	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 472,25$	472,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{t_i,Rd} = 404,67 - 221,90$	182,77	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{t_j,Rd} = 789,18 - 221,90$	567,28	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{t_j,Rd} = 889,08 - 221,90$	667,19	Aile de la poutre - compression

## RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 249,54$	249,54	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 325,75$	325,75	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 333,11$	333,11	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 504,92$	504,92	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 472,25$	472,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{t_i,Rd} = 404,67 - 404,67$	0,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{t_j,Rd} = 789,18 - 404,67$	384,51	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{t_j,Rd} = 889,08 - 404,67$	484,41	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{t_j,Rd} = 303,08 - 182,77$	120,31	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{t_j,Rd} = 374,21 - 182,77$	191,44	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{t_j,Rd} = 303,08 - 182,77$	120,31	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{t_j,Rd} = 374,21 - 182,77$	191,44	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{t_j,Rd} = 605,54 - 182,77$	422,77	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{t_j,Rd} = 768,42 - 182,77$	585,65	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{t_j,Rd} = 605,54 - 182,77$	422,77	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{t_j,Rd} = 768,42 - 182,77$	585,65	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

## TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h <sub>j</sub>	F <sub>tj,Rd</sub>	F <sub>t,fc,Rd</sub>	F <sub>t,wc,Rd</sub>	F <sub>t,ep,Rd</sub>	F <sub>t,wb,Rd</sub>	F <sub>t,Rd</sub>	B <sub>p,Rd</sub>
1	484	221,90	221,90	297,49	318,87	-	436,32	472,25
2	414	182,77	249,54	325,75	404,51	619,63	436,32	472,25
3	344	-	249,54	325,75	333,11	504,92	436,32	472,25
4	274	-	249,54	325,75	333,11	504,92	436,32	472,25
5	204	-	249,54	325,75	333,11	504,92	436,32	472,25
6	134	-	249,54	325,75	333,11	504,92	436,32	472,25

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M<sub>j,Rd</sub>

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{t_j,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 183,08 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,95 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,95)$$



$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3 * (\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	189,53 < 365,00	<b>vérifié</b>	(0,52)
$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2}$	94,76 < 262,80	<b>vérifié</b>	(0,36)

### RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	5	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	16	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	22	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	62	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	8	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

### RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>eff,j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
					Somme	16,98	550,47
1	484	0	0	39	0	0,00	0,00
2	414	4	10	17	2	7,68	318,15
3	344	2	4	6	1	2,97	102,11
4	274	2	4	6	1	2,36	64,78
5	204	2	4	6	1	1,76	35,91
6	134	3	9	12	2	2,20	29,51

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 324 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 31,7 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1: [6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 324 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 48013,16 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2,60 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 18443,69 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

#### **Classification de l'assemblage par rigidité.**

$$S_{j,rig} = 113376,14 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 7086,01 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \quad \text{SEMI-RIGIDE}$$

### COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

**REMARQUES**

Pince du boulon trop grande. 410 [mm] > 120 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,96

**VIII - 2 Assemblage traverse \_ traverse :**

D'après l'analyse de la structure globale de notre construction par le logiciel de calcul « ROBOT ANALYSIS STRUCTURE version 2018 » retenue on constate que l'assemblage traverse traverse est réalisé par deux files chaque file contien 5 boulons de classe 10.9 de diametre M22 comme on observe dans la figure suivante qui montre un shema d'assemblage poteau traverse

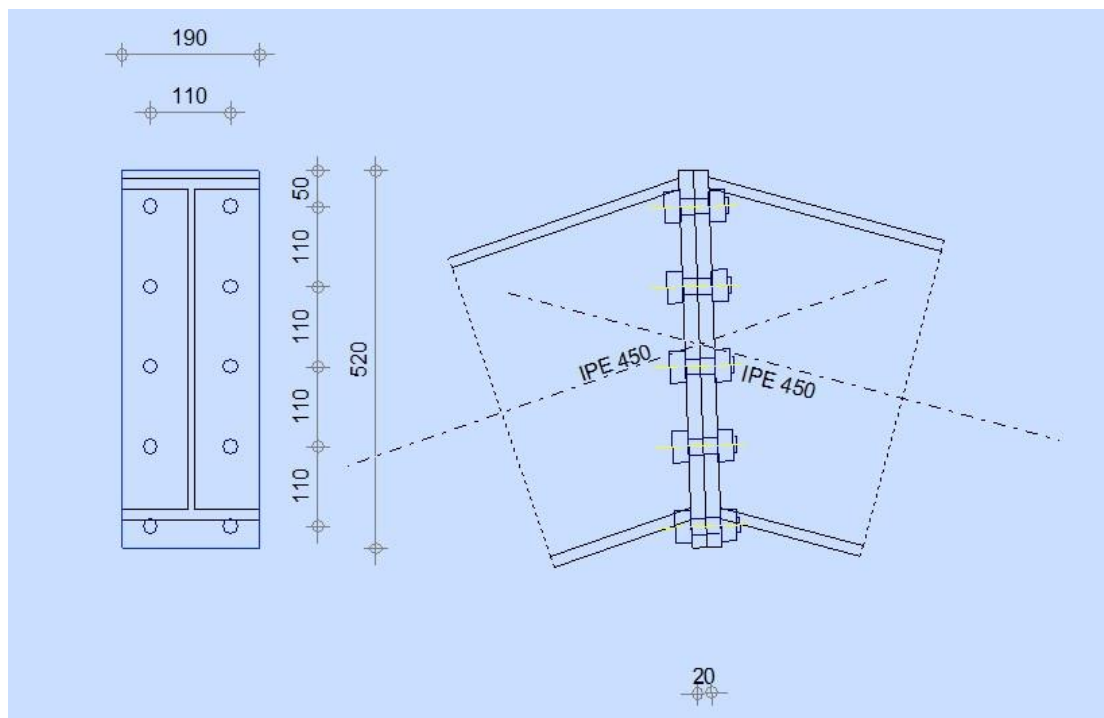
**VIII – 2-1 efforts intervenant :**

$$N_{\max} = 399.87 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 64.95 \text{ KN}$$



$$M_{\max} = 197.81 \text{ KN}$$

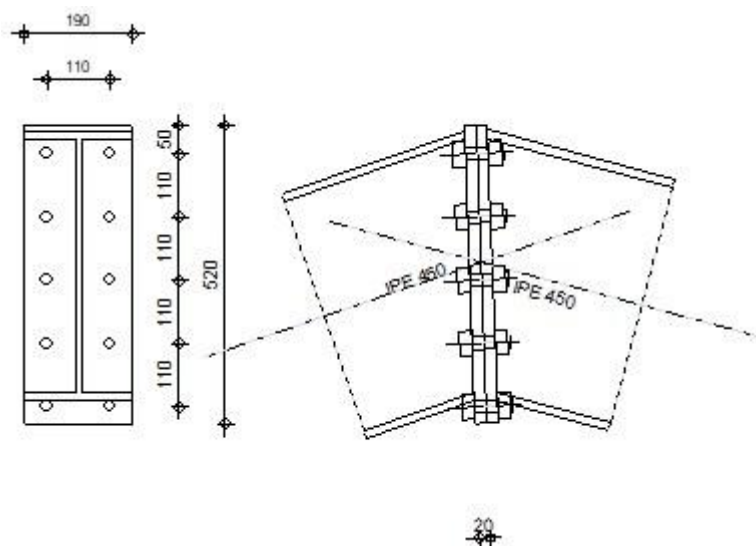
La figure VIII-3 présente le shema d'assemblage traverse traverse



**Figure VIII-3 : shema d'assemblage traverse traverse**

Et voici la note de calcul faite par le robot montre les différentes vérifications et les résultats obtenues :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 <b>Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre</b> NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	
		Ratio <b>0,93</b>



## GENERAL

Assemblage N°: 2  
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

## RESULTATS

### RESISTANCES DE LA POUTRE

#### TRACTION

$A_b = 98,82$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{tb,Rd} = 2322,27$  [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

#### CISAILLEMENT

$A_{vb} = 50,84$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 689,84$  [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$  0,09 < 1,0 **vérifié** (0,09)

#### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1701,79$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 399,92$  [kN\*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

#### FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1701,79$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 399,92$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

**AILE ET AME EN COMPRESSION**

$M_{cb,Rd} = 399,92$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 435$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 918,51$  [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

**PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE**

**LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT**

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	45	-	40	-	110	281	317	281	317	250	258	250	258
2	45	-	40	-	110	281	229	229	229	220	110	110	110
3	45	-	40	-	110	281	229	229	229	220	110	110	110
4	45	-	40	-	110	281	229	229	229	250	169	169	169
5	45	0	40	30	34	2	39	2	39	-	-	-	-

- m – Distance du boulon de l'âme
- m<sub>x</sub> – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e<sub>x</sub> – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l<sub>eff,cp</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l<sub>eff,nc</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l<sub>eff,1</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l<sub>eff,2</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l<sub>eff,cp,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l<sub>eff,nc,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l<sub>eff,1,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l<sub>eff,2,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION**

$F_{t,Rd} = 218,16$  [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 363,27$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$  – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$  – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$  – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$  – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$  [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \square b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \square M0$  [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$  [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \square M0$  [6.2.6.8.(1)]

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1**

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	382,23	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 382,23$	382,23	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 619,63$	619,63	Ame de la poutre - traction

<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$B_{p,Rd} = 726,54$	726,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2**

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	234,35	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 333,11$	333,11	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 504,92$	504,92	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 726,54$	726,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 616,59 - 382,23$	234,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 812,35 - 382,23$	430,12	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3**

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	228,88	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 333,11$	333,11	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 504,92$	504,92	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 726,54$	726,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 463,23 - 234,35$	228,88	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 485,98 - 234,35$	251,63	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 883,86 - 616,59$	267,27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1055,34 - 616,59$	438,76	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4**

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	333,11	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 333,11$	333,11	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 504,92$	504,92	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 726,54$	726,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 567,47 - 228,88$	338,59	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 616,94 - 228,88$	388,07	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 819,68 - 463,23$	356,45	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 859,93 - 463,23$	396,70	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1184,05 - 845,46$	338,59	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1429,30 - 845,46$	583,84	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5**

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	436,32	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 436,32$	436,32	Platine d'about - traction
$B_{p,Rd} = 726,54$	726,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

<b>Nr</b>	<b>h<sub>j</sub></b>	<b>F<sub>tj,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,fc,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wc,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,ep,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wb,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,Rd</sub></b>	<b>B<sub>p,Rd</sub></b>
1	423	382,23	-	-	382,23	619,63	436,32	726,54
2	313	234,35	-	-	333,11	504,92	436,32	726,54
3	203	228,88	-	-	333,11	504,92	436,32	726,54
4	93	333,11	-	-	333,11	504,92	436,32	726,54
5	-17	436,32	-	-	436,32	-	436,32	726,54

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION  $N_{j,Rd}$** 

$$N_{j,Rd} = \sum F_{ij,Rd}$$

$$N_{j,Rd} = 1614,89 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la traction} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,25 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,25)$$

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION****RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1**

<b><math>F_{t1,Rd,comp}</math> - Formule</b>	<b><math>F_{t1,Rd,comp}</math></b>	<b>Composant</b>
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	382,23	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 382,23$	382,23	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 619,63$	619,63	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 726,54$	726,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 918,51$	918,51	Aile de la poutre - compression

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2**

<b><math>F_{t2,Rd,comp}</math> - Formule</b>	<b><math>F_{t2,Rd,comp}</math></b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	234,35	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 333,11$	333,11	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 504,92$	504,92	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 726,54$	726,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 918,51 - 382,23$	536,28	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 616,59 - 382,23$	234,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 812,35 - 382,23$	430,12	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3**

<b><math>F_{t3,Rd,comp}</math> - Formule</b>	<b><math>F_{t3,Rd,comp}</math></b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	228,88	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 333,11$	333,11	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 504,92$	504,92	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 726,54$	726,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 918,51 - 616,59$	301,93	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 463,23 - 234,35$	228,88	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 485,98 - 234,35$	251,63	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 883,86 - 616,59$	267,27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1055,34 - 616,59$	438,76	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4**

<b><math>F_{t4,Rd,comp}</math> - Formule</b>	<b><math>F_{t4,Rd,comp}</math></b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	73,05	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 333,11$	333,11	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 504,92$	504,92	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 726,54$	726,54	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 918,51 - 845,46$	73,05	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 567,47 - 228,88$	338,59	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 616,94 - 228,88$	388,07	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 819,68 - 463,23$	356,45	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 859,93 - 463,23$	396,70	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1184,05 - 845,46$	338,59	Platine d'about - traction - groupe

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 1429,30 - 845,46$	583,84	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 69,64 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t3,Rd} h_4/h_3$$

$$F_{t4,Rd} = 104,86 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]FRA$$

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	423	382,23	-	-	382,23	619,63	436,32	726,54
2	313	234,35	-	-	333,11	504,92	436,32	726,54
3	203	228,88	-	-	333,11	504,92	436,32	726,54
4	93	69,64	-	-	333,11	504,92	436,32	726,54
5	-17	-	-	-	436,32	-	436,32	726,54

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION  $M_{j,Rd}$** 

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 287,99 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,69 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,69)$$

**VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N**

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,93 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,93)$$

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT**

$$\square_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\square_{Lf} = 0,97 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 177,90 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 218,16 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 321,20 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 133,83 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	382,23	94,67	382,23	262,54	357,21	147,74
2	234,35	58,04	234,35	160,97	219,01	228,23
3	228,88	56,69	228,88	157,21	213,89	231,22
4	333,11	82,50	69,64	47,83	130,34	279,89
5	436,32	108,07	0,00	0,00	108,07	292,86

$F_{tj,Rd,N}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$  – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

- $F_{tj,Rd,N}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
- $F_{tj,Ed,M}$  – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
- $F_{tj,Ed}$  – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
- $F_{vj,Rd}$  – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum I^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 1179,93 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,06 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

### RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	92,19	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	52,58	[cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	39,62	[cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	32948,54	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\max} = \sigma_{\max} =$	132,27	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \sigma_{\perp} =$	114,77	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\parallel} =$	16,39	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\rho_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\rho [\sigma_{\max}^2 + 3 * (\sigma_{\max}^2)] \leq f_u / (\rho_w * M_2)$	264,55 < 365,00	<b>vérifié</b>	(0,72)
$\rho [\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\sigma_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2)] \leq f_u / (\rho_w * M_2)$	231,29 < 365,00	<b>vérifié</b>	(0,63)
$\rho \leq 0,9 * f_u / M_2$	132,27 < 262,80	<b>vérifié</b>	(0,50)

### RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

L'effort axial dans la poutre dépasse 5% de résistance  $N_{pl,Rd}$ . Conformément au point 6.3.1.(4), la rigidité de l'assemblage ne peut pas être calculée.

### COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

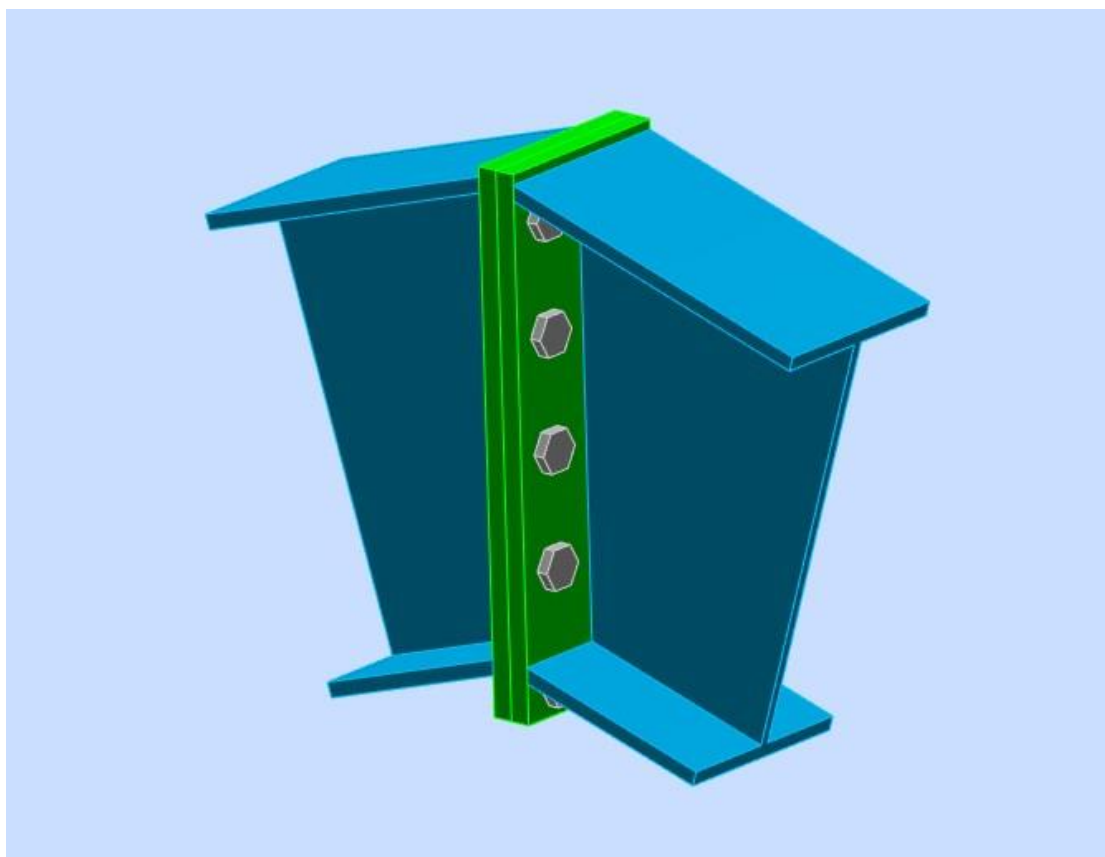
AILE ET AME DE LA POUTRE EN COMPRESSION

### REMARQUES

Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle. 9 [mm] < 11 [mm]

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,93
--	-------	------

Figure suivante montre la vue en 3d pour l'assemblage traverse traverse



**Figure VIII-4 :** Vue en 3D d'assemblage traverse traverse

### **VIII - 3 Assemblage des éléments de la Poutre au vent :**

#### **VIII – 3-1 efforts intervenant :**

On a  $N_{max} = 132.68 \text{ KN}$

L'effort repris par chaque barre et de  $132.68/4 = 33.17 \text{ KN}$

#### **VIII-3-2 l'analyse par ROBOT :**

D'après l'analyse de la structure globale de notre construction par le logiciel de calcul « ROBOT ANALYSIS STRUCTURE version 2018 » retenue on constate que l'assemblage diagonale sur la gousset du poutre au vent d'épaisseur de la gousset 8 mm .est réalisé par 3 boulons de classe 6.8 de diametre M16 pour chaque diagonale des cornieres 65x50x6 comme on observe dans la figure suivante qui montre une vue 3D d'assemblage de diagonale sur le gousset du poutre au vent.

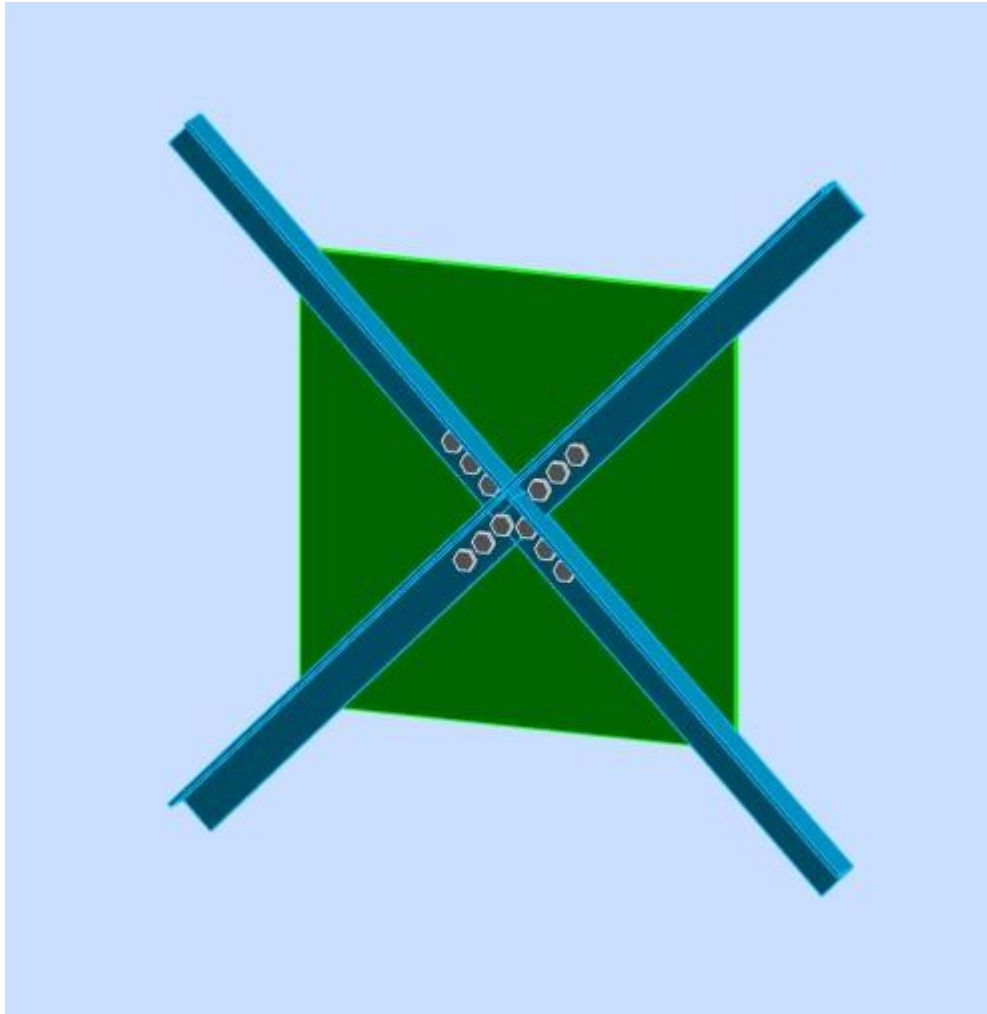
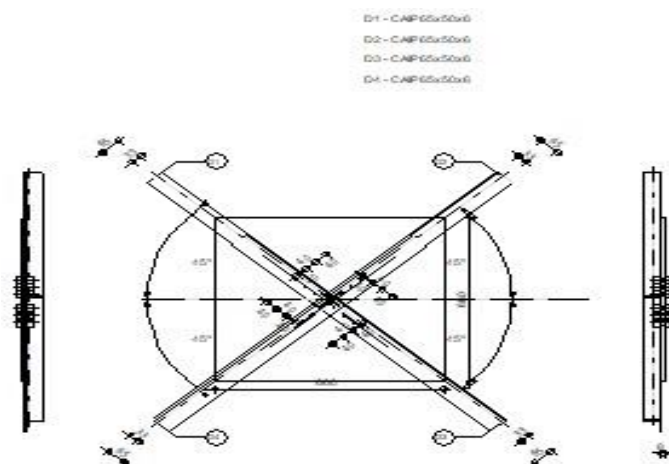


Figure VIII-5 : Vue d'assemblage des diagonales sur la gousset poutre au vent

VIII - 3 - 3 Assemblage de la diagonale sur le gousset :

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018</p> <p><b>Calcul de l'assemblage au gousset</b></p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	<div style="text-align: center;">  </div> <p>Ratio <b>0,41</b></p>
---	--	---



## RESULTATS

### BARRE 1

#### RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 57,91$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_M$

#### Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,49$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,49 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 34,3$  [kN Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_M$   
= 9 ] 2

Direction z

$k_{1z} = 1,41$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $1,41 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,59$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $0,59 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 23,44$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_M$

#### Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,49$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,49 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 45,8$  [kN Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_M$   
= 5 ] 2

Direction z

$k_{1z} = 1,41$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $1,41 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$$F_{b,Rd2z} = 52,74 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \alpha_{M2}$$

**VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**

**cisaillement des boulons**

e = 13 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons		
M <sub>0</sub> = 0,42 [kN*m]	Moment fléchissant réel		M <sub>0</sub> = N <sub>b1,Ed</sub> * e
F <sub>NSd</sub> = 11,06 [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		F <sub>NSd</sub> = N <sub>b1,Ed</sub> / n
F <sub>MSd</sub> = 5,24 [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment		F <sub>MSd</sub> = M <sub>0</sub> * x <sub>max</sub> / α <sub>x1</sub> <sup>2</sup>
F <sub>x,Ed</sub> = 11,06 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		F <sub>x,Ed</sub> = F <sub>NSd</sub>
F <sub>z,Ed</sub> = 5,24 [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		F <sub>z,Ed</sub> = F <sub>MSd</sub>
F <sub>Ed</sub> = 12,24 [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		F <sub>Ed</sub> = √(F <sub>x,Ed</sub> <sup>2</sup> + F <sub>z,Ed</sub> <sup>2</sup> )
F <sub>Rdx</sub> = 34,39 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		F <sub>Rdx</sub> = min(F <sub>bRd1x</sub> , F <sub>bRd2x</sub> )
F <sub>Rdz</sub> = 23,44 [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		F <sub>Rdz</sub> = min(F <sub>bRd1z</sub> , F <sub>bRd2z</sub> )
F <sub>x,Ed</sub>   ≤ F <sub>Rdx</sub>		11,06  < 34,39	vérifié (0,32)
F <sub>z,Ed</sub>   ≤ F <sub>Rdz</sub>		5,24  < 23,44	vérifié (0,22)
F <sub>Ed</sub> ≤ F <sub>vRd</sub>		12,24 < 57,91	vérifié (0,21)

**VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS**

α <sub>3</sub> = 0,50	Coefficient de réduction		[Tableau 3.8]
A <sub>net</sub> = 5,50 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette		A <sub>net</sub> = A - d <sub>0</sub> * t <sub>f1</sub>
N <sub>u,Rd</sub> = 80,30 [kN]	Résistance de calcul de la section nette		N <sub>u,Rd</sub> = (α <sub>3</sub> * A <sub>net</sub> * f <sub>u1</sub> ) / α <sub>M2</sub>
N <sub>pl,Rd</sub> = 139,17 [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		N <sub>pl,Rd</sub> = (0,9 * A * f <sub>y1</sub> ) / α <sub>M2</sub>
N <sub>b1,Ed</sub>   ≤ N <sub>u,Rd</sub>		33,17  < 80,30	vérifié (0,41)
N <sub>b1,Ed</sub>   ≤ N <sub>pl,Rd</sub>		33,17  < 139,17	vérifié (0,24)

**VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC**

A <sub>nt</sub> = 1,38 [cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction		
A <sub>nv</sub> = 4,50 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction		
V <sub>effRd</sub> = 81,2 [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		V <sub>effRd</sub> = 0,5 * f <sub>u</sub> * A <sub>nt</sub> / α <sub>M2</sub> + (1 / α <sub>3</sub> ) * f <sub>y</sub> * A <sub>nv</sub> / α <sub>M0</sub>
N <sub>b1,Ed</sub>   ≤ V <sub>effRd</sub>		33,17  < 81,20	vérifié (0,41)

**BARRE 2**

**RESISTANCE DES BOULONS**

$$F_{v,Rd} = 57,91 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement} \quad F_{v,Rd} = 0,6 * f_{ub} * A_v * m / \alpha_{M2}$$

**Pression du boulon sur la barre**

Direction x			
k <sub>1x</sub> = 2,50	Coefficient pour le calcul de F <sub>b,Rd</sub>		k <sub>1x</sub> = min[2,8 * (e <sub>2</sub> /d <sub>0</sub> ) - 1,7, 2,5]
k <sub>1x</sub> > 0,0		2,50 > 0,00	vérifié
α <sub>bx</sub> = 0,49	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons		α <sub>bx</sub> = min[e <sub>1</sub> / (3 * d <sub>0</sub> ), p <sub>1</sub> / (3 * d <sub>0</sub> ) - 0,25, f <sub>ub</sub> / f <sub>u</sub> , 1]
α <sub>bx</sub> > 0,0		0,49 > 0,00	vérifié
F <sub>b,Rd1x</sub> = 34,3 [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou		F <sub>b,Rd1x</sub> = k <sub>1x</sub> * α <sub>bx</sub> * f <sub>u</sub> * d * t <sub>i</sub> / α <sub>M2</sub>

Direction z			
k <sub>1z</sub> = 1,41	Coefficient pour le calcul de F <sub>b,Rd</sub>		k <sub>1z</sub> = min[2,8 * (e <sub>1</sub> /d <sub>0</sub> ) - 1,7, 1,4 * (p <sub>1</sub> /d <sub>0</sub> ) - 1,7, 2,5]
k <sub>1z</sub> > 0,0		1,41 > 0,00	vérifié
α <sub>bz</sub> = 0,59	Coefficient pour le calcul de F <sub>b,Rd</sub>		α <sub>bz</sub> = min[e <sub>2</sub> / (3 * d <sub>0</sub> ), f <sub>ub</sub> / f <sub>u</sub> , 1]
α <sub>bz</sub> > 0,0		0,59 > 0,00	vérifié

$F_{b,Rd1z} = 23,44$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \alpha_{M2}$

**Pression du boulon sur la platine**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$   $2,50 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,49$  Coefficient dépendant de l'espacement des boulons  $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$   $0,49 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 45,8$  [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou  $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \alpha_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 1,41$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$   $1,41 > 0,00$  **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$  Coefficient pour le calcul de  $F_{b,Rd}$   $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$   $1,00 > 0,00$  **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 52,74$  [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale  $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \alpha_{M2}$

**VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**

**cisaillement des boulons**

$e = 13$  [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = 0,42$  [kN\*m] Moment fléchissant réel  $M_0 = N_{b2,Ed} \cdot e$

$F_{NSd} = 11,06$  [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial  $F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$

$F_{MSd} = 5,24$  [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment  $F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \alpha_{x1}^2$

$F_{x,Ed} = 11,06$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x  $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 5,24$  [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z  $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 12,24$  [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon  $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 34,39$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x  $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 23,44$  [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z  $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$   $|11,06| < 34,39$  **vérifié** (0,32)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$   $|5,24| < 23,44$  **vérifié** (0,22)

$F_{Ed} \leq F_{vRd}$   $12,24 < 57,91$  **vérifié** (0,21)

**VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS**

$\alpha_3 = 0,50$  Coefficient de réduction [Tableau 3.8]

$A_{net} = 5,50$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section nette  $A_{net} = A - d_0 \cdot t_{f2}$

$N_{u,Rd} = 80,30$  [kN] Résistance de calcul de la section nette  $N_{u,Rd} = (\alpha_3 \cdot A_{net} \cdot f_{t2}) / \alpha_{M2}$

$N_{pl,Rd} = 139,17$  [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute  $N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_y) / \alpha_{M2}$

$|N_{b2,Ed}| \leq N_{u,Rd}$   $|33,17| < 80,30$  **vérifié** (0,41)

$|N_{b2,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$   $|33,17| < 139,17$  **vérifié** (0,24)

**VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC**

$A_{nt} = 1,38$  [cm<sup>2</sup>] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 4,50$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 81,2$  [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous  $V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \alpha_{M2} + (1/\alpha_3) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \alpha_{M0}$

$|N_{b2,Ed}| \leq V_{effRd}$   $|33,17| < 81,20$  **vérifié** (0,41)

**BARRE 3**

**RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 57,91$  [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement  $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la barre**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bx} = 0,49$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,49 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd1x} = 34,3$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 1,41$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$1,41 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bz} = 0,59$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,59 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd1z} = 23,44$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

**Pression du boulon sur la platine**

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bx} = 0,49$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,49 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd2x} = 45,8$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 1,41$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$1,41 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	<b>vérifié</b>
$F_{b,Rd2z} = 52,74$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$

**VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS**

**cisaillement des boulons**

$e = 13$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = 0,42$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b3,Ed} \cdot e$
$F_{NSd} = 11,06$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$
$F_{MSd} = 5,24$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} = 11,06$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 5,24$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 12,24$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 34,39$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$
$F_{Rdz} = 23,44$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$	$ 11,06  < 34,39$	<b>vérifié</b> (0,32)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$	$ 5,24  < 23,44$	<b>vérifié</b> (0,22)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$12,24 < 57,91$	<b>vérifié</b> (0,21)

**VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS**

$\alpha_3 = 0,50$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A_{net} = 5,50$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 \cdot t_f3$
$N_{u,Rd} = 80,30$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\alpha_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 139,17$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y3}) / \gamma_{M2}$

$ N_{b3,Ed}  \leq N_{u,Rd}$	$ 33,17  < 80,30$	vérifié	(0,41)
$ N_{b3,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$	$ 33,17  < 139,17$	vérifié	(0,24)

**VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC**

$A_{nt} = 1,38$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 4,50$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 81,2$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous		$V_{effRd} = 0,5 * f_u * A_{nt} / \sqrt{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \sqrt{M0}$
$ N_{b3,Ed}  \leq V_{effRd}$	$ 33,17  < 81,20$	vérifié	(0,41)

**BARRE 4****RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 57,91$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0,6 * f_{ub} * A_v * m / \sqrt{M2}$
-------------------------	---	---

**Pression du boulon sur la barre**

Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2,8 * (e_2/d_0) - 1,7, 2,5]$	
$k_{1x} > 0,0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 0,49$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0,25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0,0$	$0,49 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1x} = 34,3$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \sqrt{M2}$	

Direction z			
$k_{1z} = 1,41$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2,8 * (e_1/d_0) - 1,7, 1,4 * (p_1/d_0) - 1,7, 2,5]$	
$k_{1z} > 0,0$	$1,41 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 0,59$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0,0$	$0,59 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1z} = 23,44$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \sqrt{M2}$	

**Pression du boulon sur la platine**

Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2,8 * (e_2/d_0) - 1,7, 2,5]$	
$k_{1x} > 0,0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 0,49$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0,25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0,0$	$0,49 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2x} = 45,8$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \sqrt{M2}$	

Direction z			
$k_{1z} = 1,41$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2,8 * (e_1/d_0) - 1,7, 1,4 * (p_1/d_0) - 1,7, 2,5]$	
$k_{1z} > 0,0$	$1,41 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0,0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2z} = 52,74$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \sqrt{M2}$	

**VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS****cisaillement des boulons**

$e = 13$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons		
$M_0 = 0,42$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b4,Ed} * e$	
$F_{NSd} = 11,06$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$	

$e =$	13	[mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$F_{MSd} =$	5,24	[kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \square x_1^2$
$F_{x,Ed} =$	11,06	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$	5,24	[kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$	12,24	[kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \square (F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)$
$F_{Rdx} =$	34,39	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	23,44	[kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed}  \leq F_{Rdx}$			$ 11,06  < 34,39$	<b>vérifié</b> (0,32)
$ F_{z,Ed}  \leq F_{Rdz}$			$ 5,24  < 23,44$	<b>vérifié</b> (0,22)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$			$12,24 < 57,91$	<b>vérifié</b> (0,21)

**VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS**

$\square_3 =$	0,50		Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A_{net} =$	5,50	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_{f4}$
$N_{u,Rd} =$	80,30	[kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\square_3 * A_{net} * f_{u4}) / \square M2$
$N_{pl,Rd} =$	139,17	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0,9 * A * f_{y4}) / \square M2$
$ N_{b4,Ed}  \leq N_{u,Rd}$			$ 33,17  < 80,30$	<b>vérifié</b> (0,41)
$ N_{b4,Ed}  \leq N_{pl,Rd}$			$ 33,17  < 139,17$	<b>vérifié</b> (0,24)

**VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC**

$A_{nt} =$	1,38	[cm <sup>2</sup> ]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	4,50	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	81,2	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0,5 * f_u * A_{nt} / \square M2 + (1 / \square 3) * f_y * A_{nv} / \square M0$
$ N_{b4,Ed}  \leq V_{effRd}$			$ 33,17  < 81,20$	<b>vérifié</b> (0,41)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,41

**VIII - 4 Assemblage poteau- poutre sablière :****VIII - 4 - 1 - Assemblage platine – poteau :**

L'assemblage sera réalisé par des boulons ordinaires sous les sollicitations les plus défavorables :

$$N = 140,55 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 0,89 \text{ KN}$$

**VIII - 4 - 2 Assemblage platine – poutre sablière :**

L'assemblage est réalisé au moyen de cordon de soudure.



On suppose que le moment est équilibré uniquement par les cordons reliant le profilé à la platine.

Soit :  $e = 8 \text{ mm}$

**VIII-4-3 l'analyse par ROBOT :**

D'après l'analyse de la structure globale de notre construction par le logiciel de calcul « ROBOT ANALYSIS STRUCTURE version 2018 » retenue on constate que

l'assemblage poteau traverse sabliere est réalisé par deux files chaque file contient 3 boulons de classe 6.8 de diamètre M12.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	<b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b> NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

## RESULTATS

### RESISTANCES DE LA POUTRE

#### TRACTION

$A_b = 97,26$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{tb,Rd} = 2285,61$  [kN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

#### CISAILLEMENT

$A_{vb} = 31,74$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 430,64$  [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$   $0,00 < 1,00$  **vérifié** (0,00)

### RESISTANCES DU POTEAU

#### PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 0,00$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = 0,00$  [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 0,00$  [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$Z = 141$  [mm] Bras de levier [6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed} = 0,00$  [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = 14,0$  [cm<sup>2</sup>] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} = 14,0$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$d_s = 262$  [mm] Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,fc,Rd} = 0,42$  [kN\*m] Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,stu,Rd} = 0,38$  [kN\*m] Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$M_{pl,sti,Rd} = 0,38$  [kN\*m] Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]

$V_{wp,Rd} = 0,9 ( A_{vs} f_{y,wc} ) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$

$V_{wp,Rd} = 177,02$  [kN] Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$   $0,00 < 1,00$  **vérifié** (0,00)

**PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE**

**LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU**

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	23	-	15	-	70	142	109	109	109	141	89	89	89
2	23	-	15	-	70	142	109	109	109	140	70	70	70
3	23	-	15	-	70	142	113	113	113	141	94	94	94

**LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT**

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	28	-	15	-	70	173	129	129	129	157	100	100	100
2	28	-	15	-	70	173	129	129	129	140	70	70	70
3	28	-	15	-	70	173	136	136	136	157	106	106	106

- m – Distance du boulon de l'âme
- m<sub>x</sub> – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e<sub>x</sub> – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l<sub>eff,cp</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l<sub>eff,nc</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l<sub>eff,1</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l<sub>eff,2</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l<sub>eff,cp,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l<sub>eff,nc,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l<sub>eff,1,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l<sub>eff,2,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION**

F<sub>t,Rd</sub> = 36,29 [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]  
 B<sub>p,Rd</sub> = 84,21 [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

- F<sub>t,fc,Rd</sub> – résistance de la semelle du poteau à la flexion
- F<sub>t,wc,Rd</sub> – résistance de l'âme du poteau à la traction
- F<sub>t,ep,Rd</sub> – résistance de la platine fléchie à la flexion
- F<sub>t,wb,Rd</sub> – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$  [6.2.6.4] , [Tab.6.2]  
 $F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$  [6.2.6.3.(1)]  
 $F_{t,ep,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$  [6.2.6.5] , [Tab.6.2]  
 $F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$  [6.2.6.8.(1)]

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1**

F <sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule	F <sub>t1,Rd,comp</sub>	Composant
F <sub>t1,Rd</sub> = Min (F <sub>t1,Rd,comp</sub> )	53,54	Résistance d'une rangée de boulon
F <sub>t,fc,Rd(1)</sub> = 53,54	53,54	Aile du poteau - traction
F <sub>t,wc,Rd(1)</sub> = 128,33	128,33	Ame du poteau - traction
F <sub>t,ep,Rd(1)</sub> = 72,58	72,58	Platine d'about - traction
F <sub>t,wb,Rd(1)</sub> = 242,90	242,90	Ame de la poutre - traction

<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$B_{p,Rd} = 168,42$	168,42	Boulons au cisaillement/poinçonnement

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2**

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	40,34	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 53,60$	53,60	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 128,58$	128,58	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 72,58$	72,58	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 242,85$	242,85	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 168,42$	168,42	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 93,87 - 53,54$	40,34	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 169,59 - 53,54$	116,05	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 145,15 - 53,54$	91,62	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 318,87 - 53,54$	265,34	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3**

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	50,16	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 54,58$	54,58	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 132,64$	132,64	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 72,58$	72,58	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 255,41$	255,41	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 168,42$	168,42	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 94,92 - 40,34$	54,58	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 172,76 - 40,34$	132,42	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 144,03 - 93,87$	50,16	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 218,10 - 93,87$	124,23	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 145,15 - 40,34$	104,81	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 331,39 - 40,34$	291,05	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 217,73 - 93,87$	123,85	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 518,66 - 93,87$	424,78	Ame de la poutre - traction - groupe

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	176	53,54	53,54	128,33	72,58	242,90	72,58	168,42
2	106	40,34	53,60	128,58	72,58	242,85	72,58	168,42
3	36	50,16	54,58	132,64	72,58	255,41	72,58	168,42

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION  $N_{j,Rd}$** 

$$N_{j,Rd} = \sum F_{tj,Rd}$$

$$N_{j,Rd} = 144,03 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la traction} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,98 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,98)$$

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT**

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{v,Rd} = 32,57 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 36,29 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$\alpha_v =$	0,60	Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	74,46 [kN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	45,59 [kN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	53,54	52,24	0,00	0,00	52,24	31,65
2	40,34	39,36	0,00	0,00	39,36	39,91
3	50,16	48,95	0,00	0,00	48,95	33,76

$F_{tj,Rd,N}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$  – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$  – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$  – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$  – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$  – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min}(\eta_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 \eta_h F_{t,Rd,max})), \eta_h F_{v,Rd}, \eta_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = \eta_h \sum_{j=1}^n F_{vj,Rd}$$

$$V_{j,Rd} = 105,32 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

## RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 19,28 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 7,52 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 11,76 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 1478,4 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 72,29 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 64,84 \text{ [MPa]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 0,76 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 144,59 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,40)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 129,69 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,36)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 72,29 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,28)$$

## RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

L'effort axial dans la poutre dépasse 5% de résistance  $N_{pl,Rd}$ . Conformément au point 6.3.1.(4), la rigidité de l'assemblage ne peut pas être calculée.

**COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**

AILE DU POTEAU EN TRACTION

**REMARQUES**

Pince du boulon trop grande. 127 [mm] &gt; 120 [mm]

Pince du boulon trop faible. 15 [mm] &lt; 16 [mm]



**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,98**VIII - Assemblage poteau \_ poutre plancher mixte**

l'assemblage est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

l'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant.

Ou le  $M = 30.31 \text{ KN.m}$  et  $T = 25.53 \text{ KN}$ .

Selon la note de calcul faite par ROBOT ANALYSIS STRUCTURE :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	<b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b> NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

**RESULTATS****RESISTANCES DE LA POUTRE****CISAILLEMENT**

$A_{vb} = 42,01 \text{ [cm}^2\text{]}$  Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \sqrt{M_0}$

$V_{cb,Rd} = 570,01 \text{ [kN]}$  Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$  0,25 < 1,0 **vérifié** (0,25)

**FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)**

$W_{plb} = 804,33 \text{ [cm}^3\text{]}$  Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \sqrt{M_0}$

$M_{b,pl,Rd} = 189,02 \text{ [kN*m]}$  Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

**FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE**

$W_{pl} = 140992330578754606307737600,00 \text{ [cm}^3\text{]}$  Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \sqrt{M_0}$

$M_{cb,Rd} = 33133197686007336777285632,0 \text{ [kN*m]}$  Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

=

0 ]

**AILE ET AME EN COMPRESSION**

$M_{cb,Rd}$	=	33133197686007336777285632,0 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f$	=	-29717714664665 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd}$	=	$M_{cb,Rd} / h_f$		
$F_{c,fb,Rd}$	=	-1114930877420522,75 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

**AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE**

Pression diamétrale:

$\square$	=	90,0 [Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\square$	=	90,0 [Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb}$	=	$12732101213751 / 5$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb}$	=	30,81 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\square$	=	0,00	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\square_{com,Ed}$	=	152,84 [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc}$	=	1,00	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$F_{c,wb,Rd1}$	=	$[\square k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \square M_0] \cos(\square) / \sin(\square - \square)$		
$F_{c,wb,Rd1}$	=	1360,44 [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb}$	=	271 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\square_p$	=	772171,24	Etlancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\square$	=	0,00	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2}$	=	$[\square k_{wc} \square b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \square M_1] \cos(\square) / \sin(\square - \square)$		
$F_{c,wb,Rd2}$	=	0,00 [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low}$	=	$\text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2})$		
$F_{c,wb,Rd,low}$	=	0,00 [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

**RESISTANCES DU POTEAU****PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT**

$M_{b1,Ed}$	=	132,73 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed}$	=	0,00 [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed}$	=	0,00 [kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed}$	=	0,00 [kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z$	=	1088935074754065 [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed}$	=	$(M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$		
$V_{wp,Ed}$	=	0,00 [kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs}$	=	13,21 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc}$	=	13,21 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s$	=	432 [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd}$	=	0,76 [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd}$	=	0,60 [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]

$A_{vs} =$	13,21	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$M_{pl,stl,Rd} =$	0,60	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} =$	$0.9 ( A_{vs} * f_{y,wc} ) / ( \alpha_3 \alpha_{M0} ) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,stl,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} =$	167,62	[kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq$	1,0		0,00 < 1,00	vérifié (0,00)

### AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	6	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	5943542933044	1	[mm] Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	13,21	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\alpha =$	0,00		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\alpha_{com,Ed} =$	0,00	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	12,32	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \alpha k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \alpha_{M0} + A_s f_{ys} / \alpha_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1} =$	561,79	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	104	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\alpha_p =$	408534,10		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\alpha =$	0,00		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\alpha_s =$	2,21		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\alpha_s =$	1,00		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \alpha k_{wc} \alpha b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \alpha_{M1} + A_s \alpha_s f_{ys} / \alpha_{M1}$				
$F_{c,wc,Rd2} =$	289,52	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$				
$F_{c,wc,Rd} =$	289,52	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} =$	48,38	[kN]	Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd} =$	89,17	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement	[Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$  – résistance de la semelle du poteau à la flexion  
 $F_{t,wc,Rd}$  – résistance de l'âme du poteau à la traction  
 $F_{t,ep,Rd}$  – résistance de la platine fléchée à la flexion  
 $F_{t,wb,Rd}$  – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$			[6.2.6.4], [Tab.6.2]
$F_{t,wc,Rd} = \alpha b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \alpha_{M0}$			[6.2.6.3.(1)]
$F_{t,ep,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$			[6.2.6.5], [Tab.6.2]
$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \alpha_{M0}$			[6.2.6.8.(1)]

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
F <sub>t1,Rd</sub> = Min (F <sub>t1,Rd,comp</sub> )	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
F <sub>t,fc,Rd(1)</sub> = 86,36	86,36	Aile du poteau - traction
F <sub>t,wc,Rd(1)</sub> = 148,51	148,51	Ame du poteau - traction
F <sub>t,ep,Rd(1)</sub> = 96,77	96,77	Platine d'about - traction
F <sub>t,wb,Rd(1)</sub> = 283,42	283,42	Ame de la poutre - traction
B <sub>p,Rd</sub> = 178,33	178,33	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V <sub>wp,Rd</sub> /□ = 167,62	167,62	Panneau d'âme - compression
F <sub>c,wc,Rd</sub> = 289,52	289,52	Ame du poteau - compression
F <sub>c,fb,Rd</sub> = -1114930877420522,75	0,00	Aile de la poutre - compression
F <sub>c,wb,Rd</sub> = 0,00	0,00	Ame de la poutre - compression

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT**

□ <sub>v</sub> = 0,60	Coefficient pour le calcul de F <sub>v,Rd</sub>	[Tableau 3.4]
□ <sub>Lf</sub> = 0,96	Coefficient réducteur pour les assemblages longs	[3.8]
F <sub>v,Rd</sub> = 41,62 [kN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
F <sub>t,Rd,max</sub> = 48,38 [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
F <sub>b,Rd,int</sub> = 78,84 [kN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
F <sub>b,Rd,ext</sub> = 78,84 [kN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	F <sub>tj,Rd,N</sub>	F <sub>tj,Ed,N</sub>	F <sub>tj,Rd,M</sub>	F <sub>tj,Ed,M</sub>	F <sub>tj,Ed</sub>	F <sub>vj,Rd</sub>
1	96,77	0,00	0,00	-nan(ind)	-nan(ind)	83,24
2	96,77	0,00	0,00	-nan(ind)	-nan(ind)	83,24
3	96,77	0,00	0,00	-nan(ind)	-nan(ind)	83,24
4	96,77	0,00	0,00	-nan(ind)	-nan(ind)	83,24

- F<sub>tj,Rd,N</sub> – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure
- F<sub>tj,Ed,N</sub> – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial
- F<sub>tj,Rd,M</sub> – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure
- F<sub>tj,Ed,M</sub> – Effort dans une rangée de boulons dû au moment
- F<sub>tj,Ed</sub> – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons
- F<sub>vj,Rd</sub> – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

V <sub>j,Rd</sub> = n <sub>h</sub> ∑ 1 <sup>n</sup> F <sub>vj,Rd</sub>	[Tableau 3.4]
V <sub>j,Rd</sub> = 332,96 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

V <sub>b1,Ed</sub> / V <sub>j,Rd</sub> ≤ 1,0	0,44 < 1,00	vérifié	(0,44)
--	-------------	---------	--------

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,44
--	-------	------

**VIII - 10 - Calcul des pieds de poteaux encastré de le hangar :**

**Introduction :**

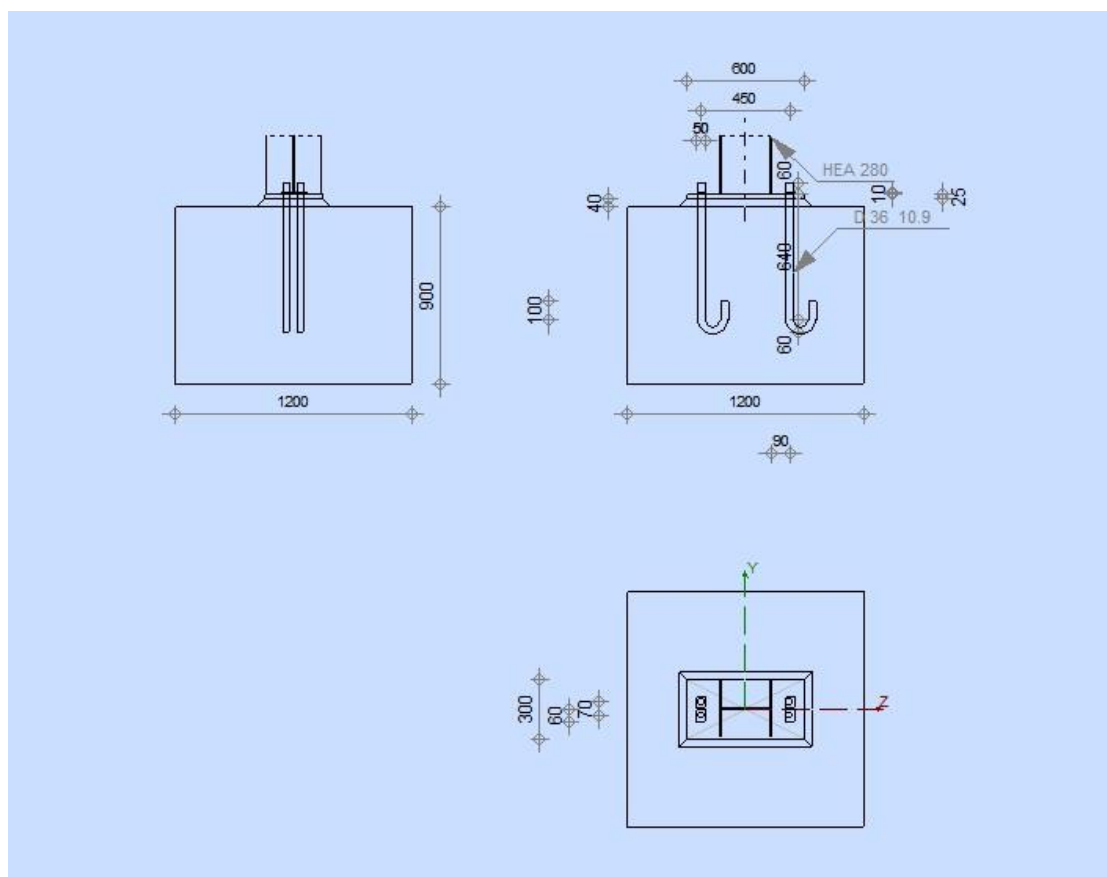
Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des dispositifs de liaisons. Qui assurent la transmission des efforts aux fondations, Ces derniers sont constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

Les sollicitations sont comme suit :



$M = 89.59 \text{ KN.m}$  ;  $N = 426.61 \text{ KN}$  et  $V = 82.02 \text{ KN}$

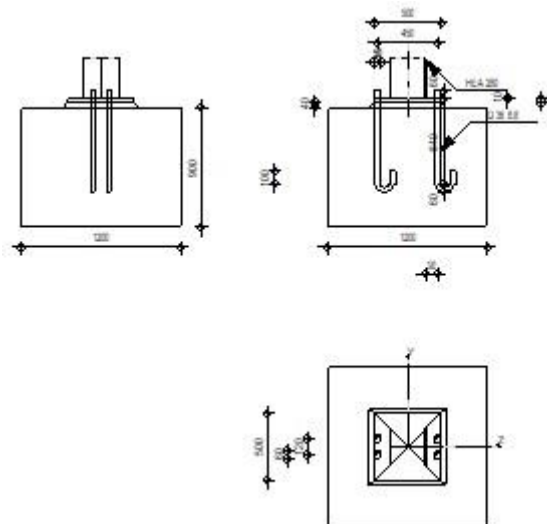
On confirme Une platine de  $500 \times 500 \times 25 \text{ mm}$  ; 4 tiges de  $t = 42 \text{ mm}$ .

La Figure VIII-6 presente un shema d'assemblage du pied de poteau de le hangar



**Figure VIII-6** : shema d'assemblage du pied de poteau de le hangar

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	<b>Calcul du Pied de Poteau encastré</b> Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	



## RESULTATS

### ZONE COMPRIMEE

#### COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = \frac{16,6}{7}$ [MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1: [3.1.6.(1)]
$f_j = \frac{26,6}{7}$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$		
$c = 43$ [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} = 99$ [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 366$ [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} = 360,93$ [cm <sup>2</sup> ]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1: [6.7.(3)]
$A_{c1} = 3248,33$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1: [6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$		
$F_{rd,u} = 1804,63$ [kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1: [6.7.(3)]
$\beta_j = 0,67$	Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$		
$f_{jd} = 33,33$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} = 870,18$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} = 360,93$ [cm <sup>2</sup> ]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$		
$F_{c,Rd,n} = 2900,59$ [kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 1203,09$ [kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]

#### AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 2,00$	Classe de la section	EN 1993-1-1: [5.5.2]
$W_{pl,y} = 1112,22$ [cm <sup>3</sup> ]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1: [6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 261,37$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1: [6.2.5]
$h_{f,y} = 257$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$		
$F_{c,fc,Rd,y} = 1017,01$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

#### RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 2900,59$ [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{C,Rd,y} = 1017,01 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

## ZONE TENDUE

### **RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE**

$$A_b = 8,17 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de section efficace du boulon} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$f_{ub} = 800,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\text{Beta} = 0,85 \quad \text{Coefficient de réduction de la résistance du boulon} \quad [3.6.1.(3)]$$

$$F_{t,Rd,s1} = \text{beta} \cdot 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd,s1} = 400,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la rupture} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\gamma_{Ms} = 1,20 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$f_{yb} = 550,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Limite de plasticité du matériau du boulon} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$$

$$F_{t,Rd,s2} = 374,46 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la rupture} \quad \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$$F_{t,Rd,s} = 374,46 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la rupture}$$

### **ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON**

$$f_{ck} = 25,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance caractéristique du béton à la compression} \quad \text{EN 1992-1:[3.1.2]}$$

$$f_{ctd} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$$

$$f_{ctd} = 1,20 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance de calcul à la traction} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_1 = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$\eta_2 = 0,96 \quad \text{Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$$f_{bd} = 2,59 \text{ [MPa]} \quad \text{Adhérence de calcul admissible} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$h_{ef} = 640 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

$$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$$

$$F_{t,Rd,p} = 187,14 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

### **ARRACHEMENT DU CONE DE BETON**

$$h_{ef} = 360 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 7,5 [N^{0,5}/mm^{0,5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1,5}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 256,14 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$s_{cr,N} = 1080 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur critique du cône de béton} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c_{cr,N} = 540 \text{ [mm]} \quad \text{Distance critique du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N0} = 18360,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de surface maximale du cône} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$A_{c,N} = 14400,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de surface réelle du cône} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$$\psi_{A,N} = 0,78 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$c = 375 \text{ [mm]} \quad \text{Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1,0$$

$$\psi_{s,N} = 0,9 \quad \text{Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{ec,N} = 1,0 \quad \text{Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{re,N} = 0,5 + h_{ef} [\text{mm}] / 200 \leq 1,0$$

$$\psi_{re,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de la densité de ferrailage dans la fondation} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\psi_{ucr,N} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du degré de fissuration du béton} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{t,Rd,c} = 84,4 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton} \quad \text{EN 1992-1:[8.4.2.(2)]}$$

**FENDAGE DU BETON**

$h_{ef} =$	640 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$			
$N_{Rk,c}^0 =$	607,16 [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} =$	1280 [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} =$	640 [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} =$	24220,00 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} =$	14400,00 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$\psi_{A,N} =$	0,59	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c =$	375 [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c/c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\psi_{s,N} =$	0,8	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ec,N} =$	1,0	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$			
$\psi_{re,N} =$	1,00	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ucr,N} =$	1,00	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\psi_{h,N} = (h/(2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$			
$\psi_{h,N} =$	0,79	Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} =$	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} * \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$			
$F_{t,Rd,sp} =$	115,73 [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

**RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION**

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$		
$F_{t,Rd} =$	84,48 [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction

**FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE****Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$** 

$l_{eff,1} =$	247 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	247 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	85 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	9,05 [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	9,05 [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	423,70 [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	202,15 [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	168,96 [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd,y} =$	168,96 [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

**RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE**

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$		
$F_{T,Rd,y} =$	168,96 [kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue

**CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,15 < 1,00	vérifié	(0,15)
---------------------------------------	-------------	---------	--------

$e_y =$	211 [mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	129 [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	225 [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	152,21 [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad (6.23) \quad 0,59 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,59)$$

## CISAILLEMENT

### PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

#### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$\alpha_{d,z} = 0,2 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,z} = 0,2 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,z} = 2,5 \quad \text{Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 144,08 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

### CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$\alpha_b = 0,28 \quad \text{Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{vb} = 10,18 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section du boulon} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 800,00 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 179,15 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\alpha_M = 2,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$M_{Rk,s} = 3,28 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$l_{sm} = 71 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur du bras de levier} \quad \text{CEB [9.3.2.2]}$$

$$\gamma_{Ms} = 1,20 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$$F_{v,Rd,sm} = 77,47 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

### RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$$N_{Rk,c} = 182,48 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de calc. pour le soulèvement} \quad \text{CEB [9.2.4]}$$

$$k_3 = 2,00 \quad \text{Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.3]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,cp} = 168,96 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du béton à l'effet de levier} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

### ECRASEMENT DU BORD DU BETON

#### Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$V_{Rk,c,z} = 755,3 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance caractéristique du boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(a)]}$$

$$\psi_{A,V,z} = 0,96 \quad \text{Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4]}$$

$$\psi_{h,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(c)]}$$

$$\psi_{s,V,z} = 0,99 \quad \text{Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.4.(d)]}$$

$$\psi_{ec,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage} \quad \text{CEB [9.3.4.(e)]}$$

$$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant} \quad \text{CEB [9.3.4.(f)]}$$

$$\psi_{ucr,V,z} = 1,00 \quad \text{Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation} \quad \text{CEB [9.3.4.(g)]}$$

$$\gamma_{Mc} = 2,16 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.1]}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 331,70 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

**GLISSEMENT DE LA SEMELLE**

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 423,61$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 127,08$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

**CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON**

$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * d_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$		
$F_{v,Rd,wg,z} = 0,00$ [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	

**CONTROLE DU CISAILLEMENT**

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 436,97$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,19 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,19)

**SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE**

$\sigma_{\perp} = 141,28$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 141,28$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{y  } = 0,00$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z  } = -42,02$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0,54 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,54)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y  }^2 + \tau_{z  }^2)) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)	$0,82 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,82)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z  }^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1)	$0,78 < 1,00$	<b>vérifié</b> (0,78)

**RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE****Moment fléchissant  $M_{j,Ed,y}$** 

$b_{eff} = 99$ [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 366$ [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)}$		
$k_{13,y} = 23$ [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 247$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 85$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,y} = 5$ [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 381$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$		
$k_{16,y} = 3$ [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} = 0,45$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} = 93688,53$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} = 172283,58$ [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$	SEMI-RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

**COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**

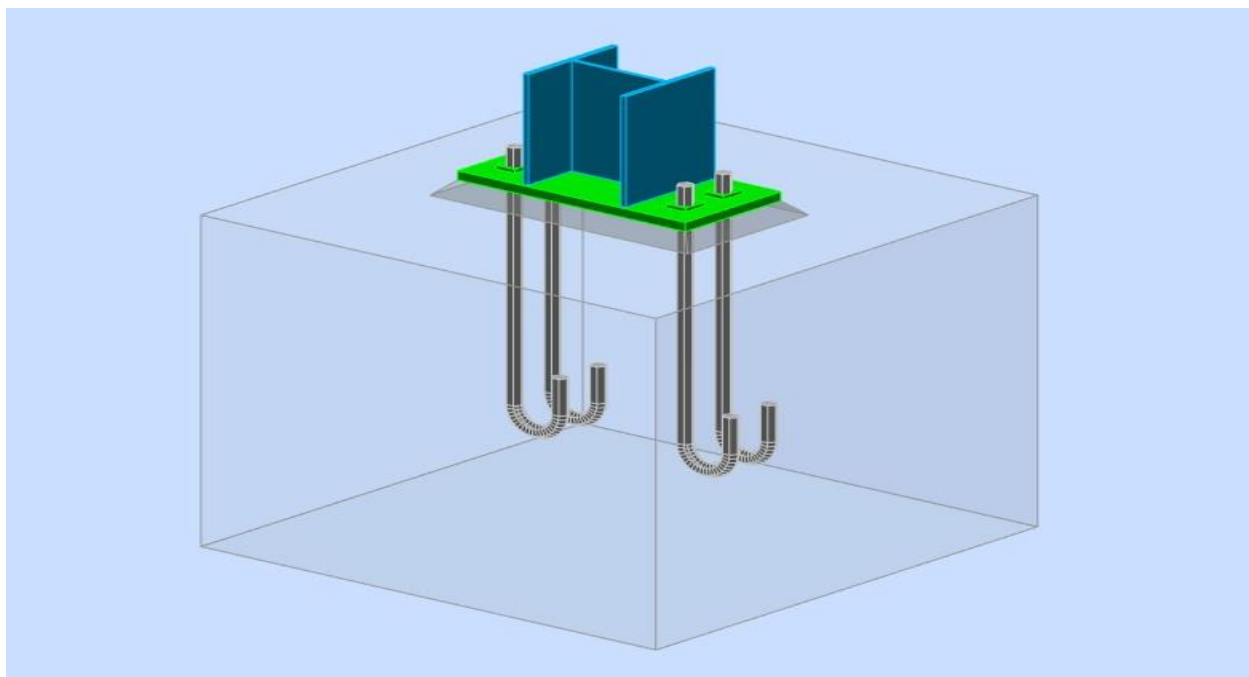
SOUDURES ASSEMBLANT LE FUT DU POTEAU A PLAQUE D'ASSISE

**REMARQUES**

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible.	60 [mm] < 108 [mm]
Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court.	100 [mm] < 180 [mm]
Pince ancrage-extrémité de la platine trop faible.	25 [mm] < 43 [mm]

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,82
--	-------	------

La Figure VIII-7 présente une vue de 3D d'assemblage du pied de poteau de le hangar



**La Figure VIII-7** : une vue de 3D d'assemblage du pied de poteau de le hangar

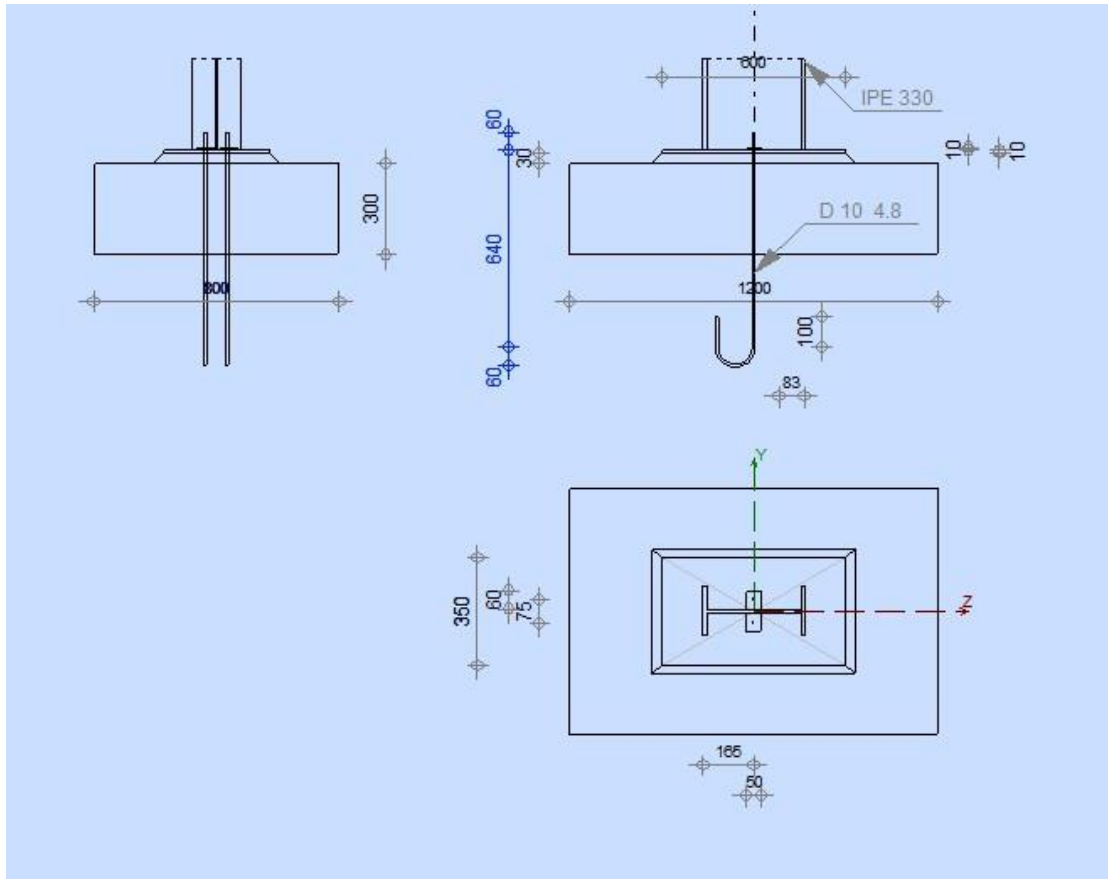
### VIII - 11 - Calcul des pieds de poteaux articulé des potelets :

Les pieds des potelets sont articulés

Le  $N = 82.15 \text{ KN}$

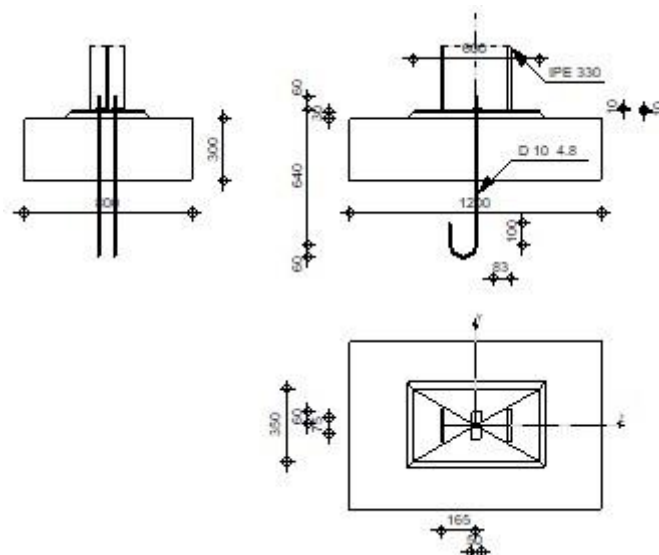
Avec une platine de  $300 \times 200 \times 10 \text{ mm}$   
2 tiges de  $t = 20 \text{ mm}$ .

La Figure VIII-8 présente un schéma d'assemblage du pied de poteau du potelet.



La Figure VIII-8 : schéma d'assemblage du pied de poteau du potelet.

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018</p>	
<p><b>Calcul du Pied de Poteau articulé</b></p>		
<p>Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete</p>		<p>Ratio <b>0,08</b></p>



## GENERAL

Assemblage N°: 12  
 Nom de l'assemblage: Pied de poteau articulé

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé: IPE 330

$L_c =$	5,00	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	330	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	160	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	62,61	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	11766,90	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E24

$f_{yc} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

### PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	600	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	350	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	10	[mm]	Epaisseur

Matériau: ACIER E24

$f_{ypd} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	365,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

### ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8	Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	280,00	[MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	400,00	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8	Classe de tiges d'ancrage
d =	10 [mm]	Diamètre du boulon
A <sub>s</sub> =	0,58 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
A <sub>v</sub> =	0,79 [cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
n =	2	Nombre de rangées des boulons
e <sub>v</sub> =	75 [mm]	Entraxe

#### Dimensions des tiges d'ancrage

L <sub>1</sub> =	60 [mm]
L <sub>2</sub> =	640 [mm]
L <sub>3</sub> =	120 [mm]
L <sub>4</sub> =	100 [mm]

#### Platine

l <sub>wd</sub> =	50 [mm]	Longueur
b <sub>wd</sub> =	60 [mm]	Largeur
t <sub>wd</sub> =	10 [mm]	Epaisseur

#### BECHE

Profilé:		IPE 100
l <sub>w</sub> =	0 [mm]	Longueur
Matériau:	ACIER	
f <sub>yw</sub> =	235,00 [MPa]	Résistance

#### COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ <sub>M0</sub> =	1,00	Coefficient de sécurité partiel
γ <sub>M2</sub> =	1,25	Coefficient de sécurité partiel
γ <sub>C</sub> =	1,50	Coefficient de sécurité partiel

#### SEMELLE ISOLEE

L =	1200 [mm]	Longueur de la semelle
B =	800 [mm]	Largeur de la semelle
H =	300 [mm]	Hauteur de la semelle

#### Béton

Classe	BETON25
f <sub>ck</sub> =	25,00 [MPa] Résistance caractéristique à la compression

#### Mortier de calage

t <sub>g</sub> =	30 [mm]	Epaisseur du mortier de calage
f <sub>ck,g</sub> =	12,00 [MPa]	Résistance caractéristique à la compression
C <sub>f,d</sub> =	0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

#### SOUDURES

a <sub>p</sub> =	4 [mm]	Plaque principale du pied de poteau
a <sub>w</sub> =	4 [mm]	Bêche

#### EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} = -82,15$  [kN] Effort axial

## RESULTATS

### ZONE COMPRIMEE

#### COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = \frac{16,6}{\gamma}$  [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:3.1.6.(1)

$f_j = \frac{18,5}{4}$  [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$   
 $c = 21$  [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 53$  [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 201$  [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 105,79$  [cm<sup>2</sup>] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:6.7.(3)

$A_{c1} = 790,81$  [cm<sup>2</sup>] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:6.7.(3)

$F_{rdi} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$

$F_{rdi} = 482,07$  [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:6.7.(3)

$\beta_j = 0,67$  Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j * F_{rdi} / (b_{eff} * l_{eff})$

$f_{jd} = 30,38$  [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 340,82$  [cm<sup>2</sup>] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$

$F_{c,Rd,n} = 1035,37$  [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

#### RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd} = 1035,37$  [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

### CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$  (6.24)  $0,08 < 1,00$  **vérifié** (0,08)

### SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 8,79$  [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 8,79$  [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = 0,00$  [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à  $V_{j,Ed,y}$  [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = 0,00$  [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à  $V_{j,Ed,z}$  [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,85$  Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0,9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1,0$  (4.1)  $0,03 < 1,00$  **vérifié** (0,03)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 * (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1,0$  (4.1)  $0,05 < 1,00$  **vérifié** (0,05)

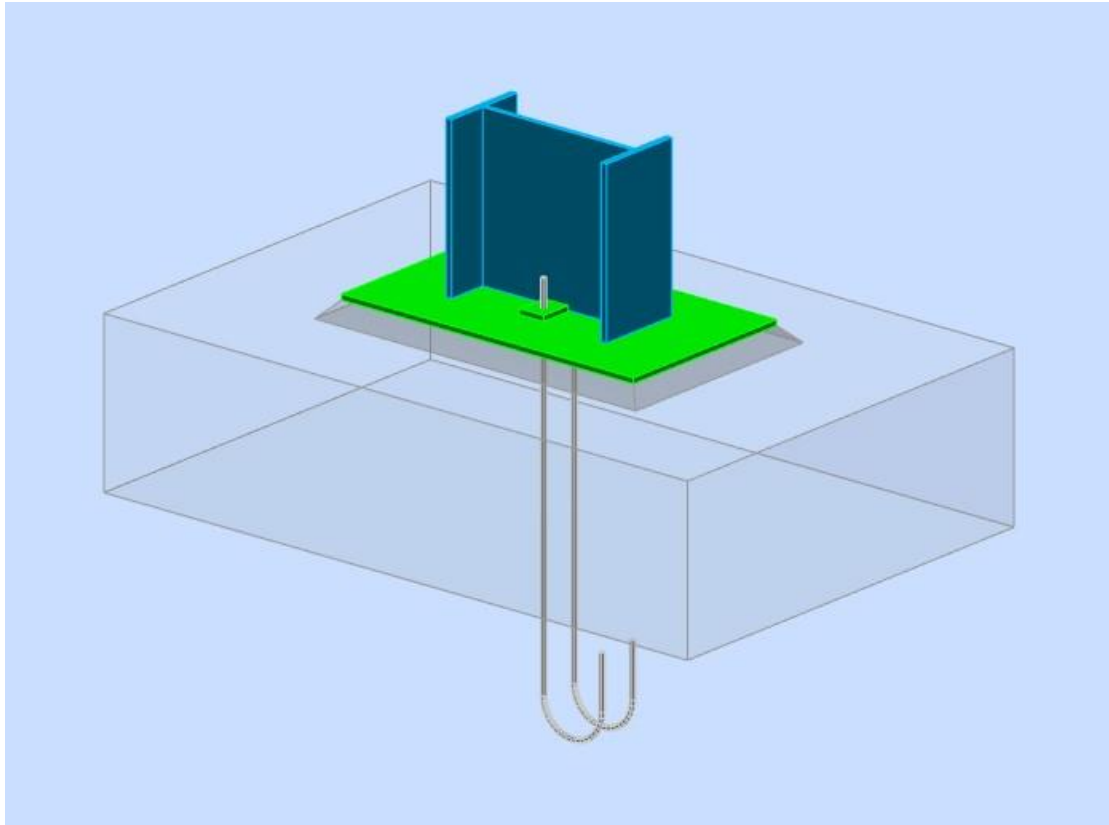
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 * (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1,0$  (4.1)  $0,05 < 1,00$  **vérifié** (0,05)

#### COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

<b>Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme</b>	Ratio	0,08
--	-------	------

La Figure VIII-8 montre une vue en 3D d'assemblage du pied de poteau du potelet.



**La Figure VIII - 8 :** Vue en 3 d'assemblage du pied de poteau du potelet.

## Chapitre IX : Calcul des fondations

### IX-1 Introduction :

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appelle fondations. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

- La contrainte admissible du sol site  $S_1$  est :  $\sigma_{sol} = 2\text{bar}$
- La profondeur d'ancrage :  $D = 1.5\text{ m}$ .

### IX-2 Les Pieds des Poteaux :

Cette partie, traite les liaisons en pieds de poteaux, qui sont encastrés. Ces liaisons impliquent donc la transmission d'un effort vertical de compression ou de soulèvement suivant les combinaisons de cas de charge considérées, un moment fléchissant, et un effort horizontal. On montre dans la Figure IX-1 et IX-2 vue de la jonction poteau-fondation.

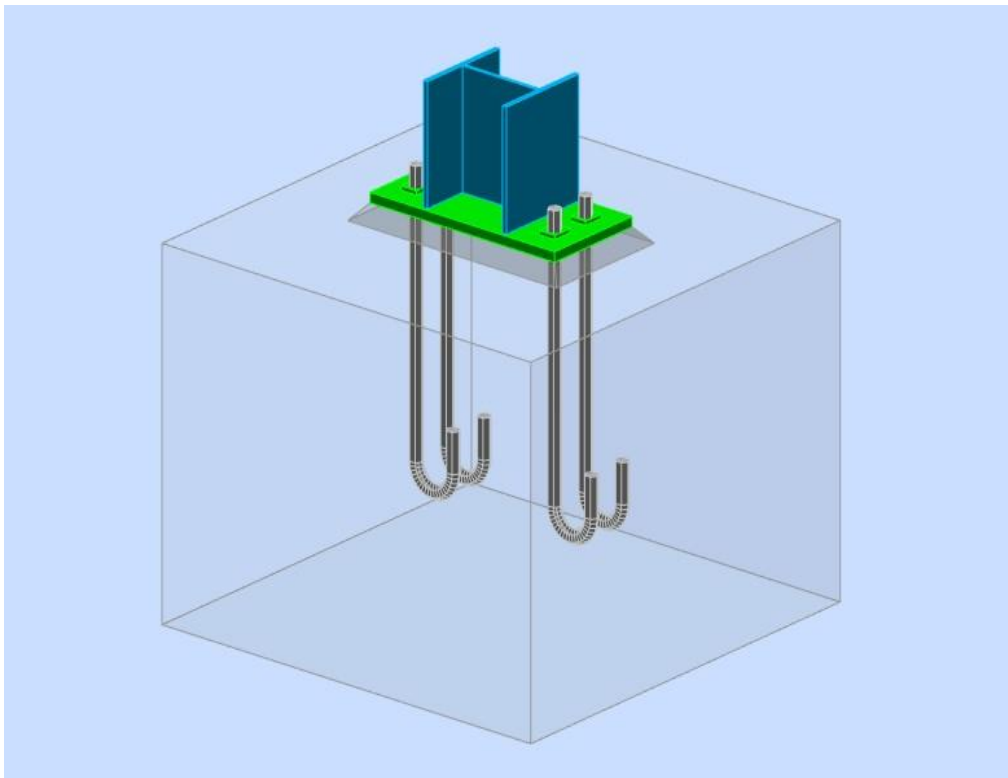
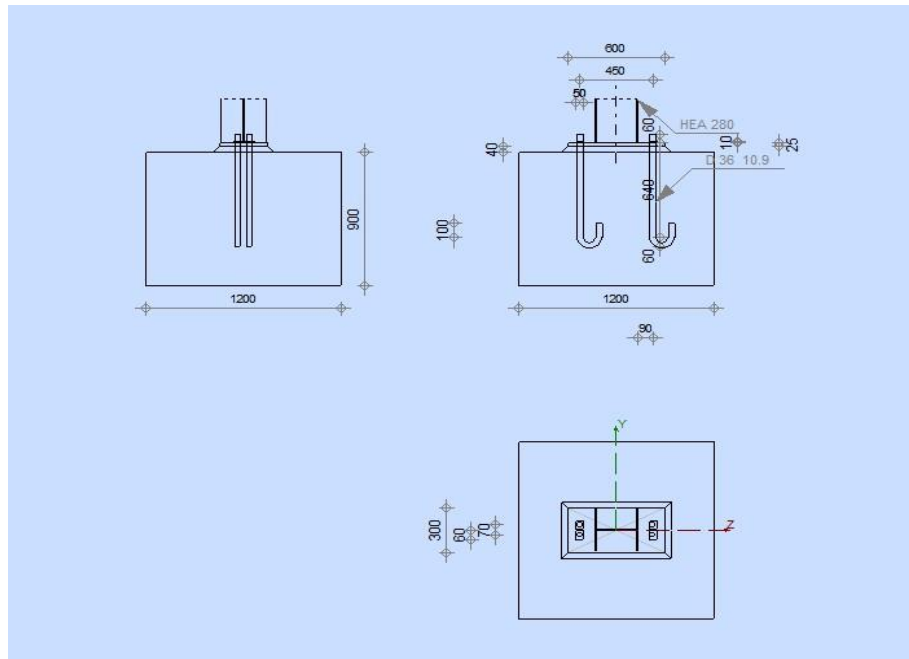


Figure IX-1 : Vue 3D de la jonction poteau-fondation.



**Figure IX-2** : schéma de jonction poteau-fondation.

Ou : h et b dimensions de la platine puisque les poteaux sont encastrés. (Voir chapitre VIII calculs des assemblages- pieds de poteau encasté).

### IX-3 Calcul des Fondations :

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol, c'est pourquoi elles constituent une partie très importante puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure.

Le dimensionnement des fondations est fait selon le règlement BAEL91.

#### IX-3-1 Charge à Prendre en Considération

Le Tableau IX-1 montre la Récapitulatif des Charges

**Tableau IX-1** : Récapitulatif des Charges

	Effort	ELU	ELS
Semelle	$N_{sd}(\text{daN})$	228561	28272
	$M_{sd}(\text{daN.m})$	-	5176
$\overline{\sigma}_{sol}$	2 bar = 0.2 Mpa = 20000 daN/m <sup>2</sup>		

### IX-3-2 Dimensionnement de la Semelle

#### a. Détermination de A et B

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow \begin{cases} A = B \times \frac{a}{b} \\ B = A \times \frac{b}{a} \end{cases}$$

On a :  $a = b = 0.5 \text{ m} \rightarrow A = B \rightarrow$  Semelle carré.

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{sol} &= \frac{N_s}{A \cdot B} \Rightarrow A \cdot B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \Rightarrow A^2 &\geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}} \\ &\rightarrow A \geq \sqrt{\frac{28272}{20000}} \rightarrow A \geq 1.41 \text{ m} \end{aligned}$$

Donc on prend une semelle de dimensions  $(1.20 \times 1.20) \text{ m}^2$

#### b. Détermination de d et h :

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \rightarrow \frac{1.2 - 0.5}{4} \leq d \leq 1.2 - 0.5$$

$$\rightarrow 17.5 \text{ cm} \leq d \leq 70 \text{ cm}$$

$d_{\min} = 40 \text{ cm}$ ; donc on prend  $d = 55 \text{ cm}$

Alors :  $h = 55 + 5 = 60 \text{ cm}$ .

### IX-3-3 Vérification de la Stabilité au Renversement :

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = 0.18 \text{ m} < \frac{B}{4} = 0.30 \text{ m} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### IX-3-4 Calcul du Ferrailage

#### a. À ELU

$$A_U = \frac{N_U \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$N_u = 228561 \text{ daN}$$

$$A_u = \frac{228561 \times 10^{-3} \times (1.2 - 0.5)}{8 \times 0.55 \times 347.82} = 0.10 \text{ cm}^2$$

#### b. À ELS

$$A_S = \frac{N_S \times (A - a)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{sol} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \times f_{c28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$N_s = 28272 \text{ daN}$$

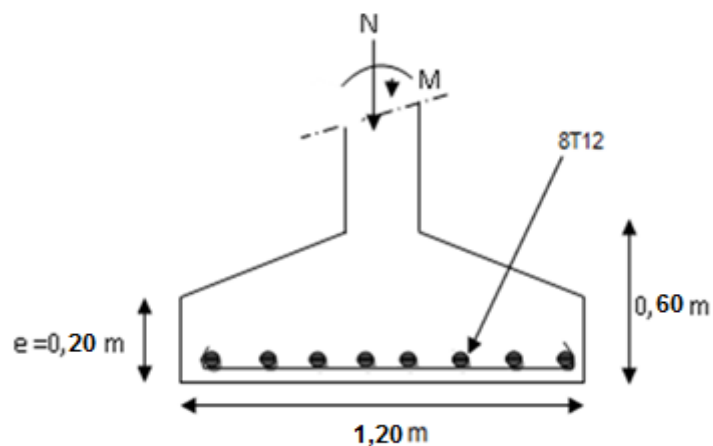
$$A_s = \frac{28272 \times 10^{-3} \times (1.2 - 0.5)}{8 \times 0.55 \times 201.63} = 0.22 \text{ cm}^2$$

- Nous avons  $A_s > A_u$  donc on prend un ferrailage de **8T12 = 9,05 cm<sup>2</sup>**

### IX-3-5 Détermination de la Hauteur du Patin 'e'

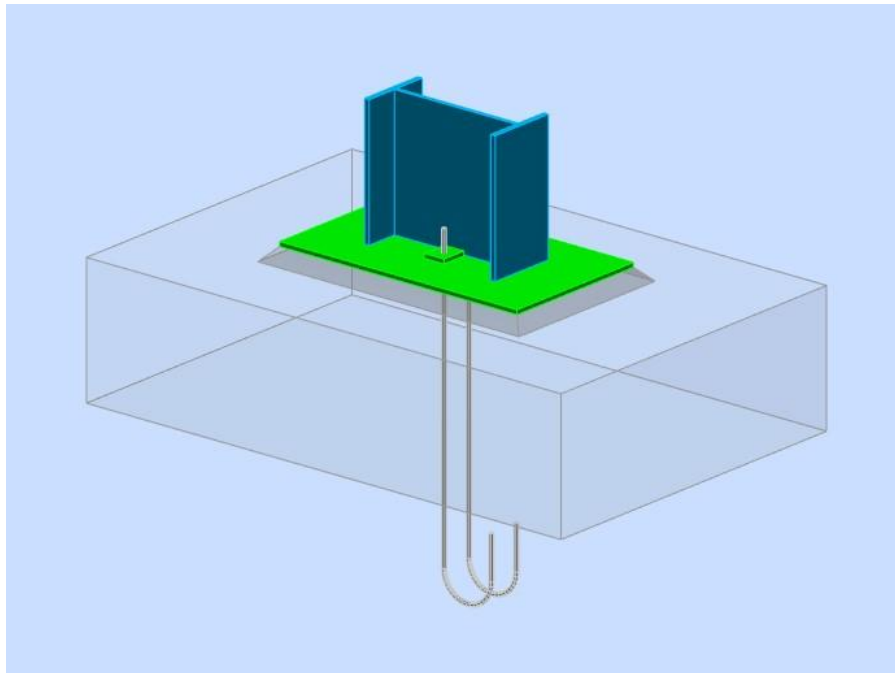
$$e \geq \max(4\phi + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$e \geq \max(10.8 ; 15 \text{ cm}) \text{ donc on prend } e = 20 \text{ cm}$$

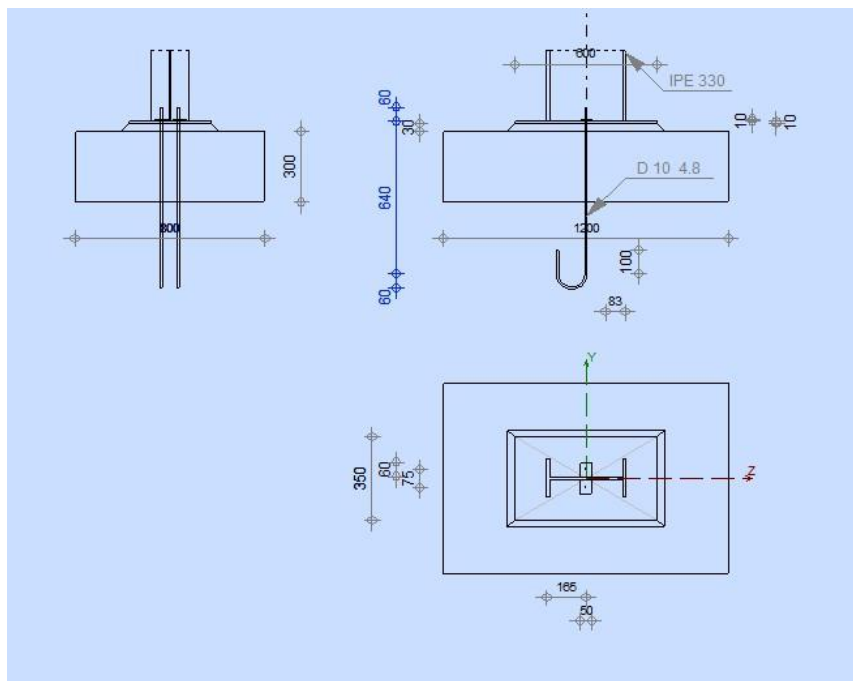


**Figure IX-3** : Ferrailage des semelles isolées.

**IX-4 Fondation Sous Potelet :**



**Figure IX-4 :** Vue 3D de la jonction potelet-fondation.



**Figure IX-5 :** schéma de jonction potelet-fondation.

Ou : h et b dimensions de la platine puisque les potelets sont articulés. (Voir chapitre VIII calculs des assemblages- pieds de poteau articulé).

### IX-4-1 Calcul des Armatures :

$$F_x = \frac{N_t(A-a)}{8d} = \frac{82.15(120-60)}{8 \times 30} = 20.53 \text{ KN}$$

$$F_x = \frac{N_t(B-b)}{8d} = \frac{82.15(80-35)}{8 \times 30} = 15.4 \text{ KN}$$

$$\frac{F_x}{\bar{\sigma}_s} = A_x = \frac{20.53 \times 10^3}{400/1.15} = 0.59 \text{ cm}^2$$

$$\frac{F_x}{\bar{\sigma}_s} = A_x = \frac{15.4 \times 10^3}{400/1.15} = 0.44 \text{ cm}^2$$

### Condition de Non fragilité

$$A_x \geq A_{\min}$$

$$A_y \geq A_{\min}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{x\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 120 \times 30 = 4.347 \text{ cm}^2$$

$$A_{x\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 80 \times 30 = 2.898 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_{x\min} > A_x \rightarrow A_x = A_{x\min} = 4.347 \text{ cm}^2$$

$$A_{y\min} > A_y \rightarrow A_y = A_{y\min} = 2.898 \text{ cm}^2$$

$A_{SIIA}$  On prend  $5\phi 15 = 5.65 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

$A_{SIIA}$  On prend  $4\phi 12 = 4.52 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

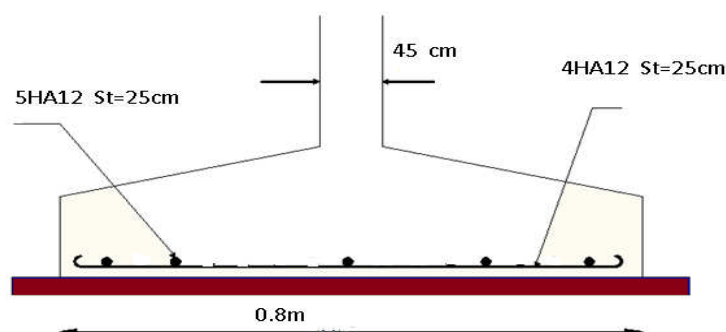


Figure IX-6 : Schéma de ferrailage de la semelle de potelet.

### **Conclusion générale**

Le projet de fin d'études est une phase importante dans le cycle de formation de l'ingénieur, et c'est la meilleure occasion pour les étudiants de mettre en évidence leurs connaissances théoriques acquises durant plusieurs années et de développer l'esprit de la recherche. Nous avons vu dans ce projet une structure légère, et nous avons connus l'effet des conditions aux limites et leurs influences sur la stabilité des éléments et d'ensembles.

Dans ce cas, nous avons pu connaître l'action la plus extrême à prendre au sérieux, qui est l'action de vent qui est le cas défavorable sur le portique.

La bonne maîtrise des codes du calcul et les logiciels comme Robot structural analysis sont très important pour une meilleure précision et optimisation d'éléments constructifs.

Enfin, que ce projet qui présente pour nous une première expérience pratique est très bénéfique, et nous espérons que ce modeste travail sera un bon guide pour les futures promotions.

## **Bibliographie :**

[1] : Bensalah Hassen et Lahmer Islem ; « Etude et Dimensionnement d'un Hangar Métallique de Stockage à Ain Timouchent » ; Mémoire Master Génie Civil Option Structure ; Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen ; 2017.

[2] : B.A.E.L 91 : béton arme aux états limite, troisième tirage ; Eyrolles ;1997.

[3] : « Calcul des Structures en Acier », Éditions Eyrolles, Paris, 1996.

[4] : DTR BC-2.44 « Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier CCM97 »

[5] : Jean Morel ;« Calcul Des Structures Métalliques Selon l'EC3 » ; Edition Eyrolles ; paris ; sixième tirage 2005.

[6] : Lahlou Dehmani « Calcul Des Structures Métallique Selon l'EC3 » ; Edition Eyrolles ; paris ; 2005

[7] : Manfred A. Hirt et Michel Cricinel ; Volume 11 charpentes métalliques ; « Conception Et Dimensionnement Des Halls Et Des Bâtiments ».

[8] : Ouali Mohand tayeb et Hammoudi Abdelkader ; « Étude d'un hangar industriel avec un pont roulant en Construction métallique »

[9] : Règlement Algérien Neige et Vent « RNVA1999 » Centre National D'études et de Recherches Intégrées du Bâtiment CNERIB, Alger, 2005.

[10] : Règles générales et règles pour les bâtiments « Eurocode3, partie1-1 » ; Éditions Eyrolles.

[11] : Règlement Parasismiques Algériennes « RPA 99 / Version 2003 », Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger, 2003.

## Bibliographie

---

[12] : DTR BC 2-44 Règles de conception et de calcul des structures en aciers (CCM97).

[13] : D.T.R-B.C-22: charges permanentes et surcharges d'exploitations,Alger,1999

[14] : DTR BC 2\_.331 Règles de calcul des fondations superficielles, Alger 1999

## Annexes

---

**Annexe 1 : Tableau des armatures en (cm<sup>2</sup>)**

<b>Φ (mm)</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
<b>2</b>	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
<b>3</b>	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
<b>4</b>	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
<b>5</b>	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
<b>6</b>	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
<b>7</b>	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
<b>8</b>	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
<b>9</b>	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
<b>10</b>	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
<b>11</b>	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
<b>12</b>	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
<b>13</b>	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
<b>14</b>	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
<b>15</b>	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
<b>16</b>	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
<b>17</b>	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
<b>18</b>	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
<b>19</b>	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
<b>20</b>	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe 2 : Valeur de  $\chi$  en fonction de  $\lambda$ .

Coefficients de réduction				
$\lambda$	Valeurs de $\chi$ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0.2	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.3	0.9775	0.9641	0.9491	0.9235
0.4	0.9528	0.9261	0.8973	0.8504
0.5	0.9243	0.8842	0.8430	0.7793
0.6	0.8900	0.8371	0.7854	0.7100
0.7	0.8477	0.7837	0.7247	0.6431
0.8	0.7957	0.7245	0.6622	0.5797
0.9	0.7339	0.6612	0.5998	0.5208
1.0	0.6656	0.5970	0.5399	0.4671
1.1	0.5960	0.5352	0.4842	0.4189
1.2	0.5300	0.4781	0.4338	0.3762
1.3	0.4703	0.4269	0.3888	0.3385
1.4	0.4179	0.3817	0.3492	0.3055
1.5	0.3724	0.3422	0.3145	0.2766
1.6	0.3332	0.3079	0.2842	0.2512
1.7	0.2994	0.2781	0.2577	0.2289
1.8	0.2702	0.2521	0.2345	0.2093
1.9	0.2449	0.2294	0.2141	0.1920
2.0	0.2229	0.2095	0.1962	0.1766
2.1	0.2036	0.1920	0.1803	0.1630
2.2	0.1867	0.1765	0.1662	0.1508
2.3	0.1717	0.1628	0.1537	0.1399
2.4	0.1585	0.1506	0.1425	0.1302
2.5	0.1467	0.1397	0.1325	0.1214
2.6	0.1362	0.1299	0.1234	0.1134
2.7	0.1267	0.1211	0.1153	0.1062
2.8	0.1182	0.1132	0.1079	0.0997
2.9	0.1105	0.1060	0.1012	0.0937
3.0	0.1036	0.0994	0.0951	0.0882

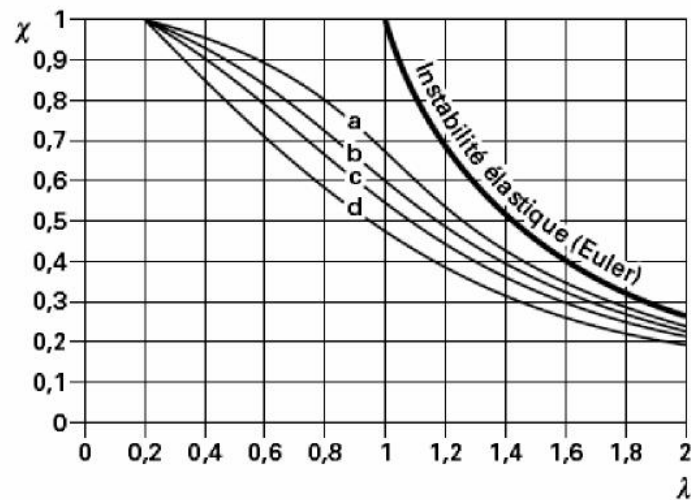
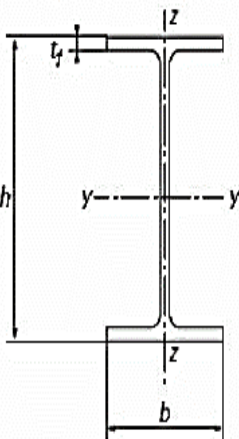


Fig. Annexe. 3: Coefficient de réduction  $\chi$  en fonction de l'élancement réduit  $\lambda$  (EC3 5.5.1.2-2)

**Tableau Annexe.4 :** Choix de la courbe de flambement correspondant à une section en double T (EC3 Tableau 5.5.3)

Type de section	Limites	Axe de flambement	Courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	b c
	$h/b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$ $y-y$ $z-z$	b c d d

**Tableau Annexe.5 –** Facteurs d'imperfection (EC3 Tableau 5.5.1)

courbe	a <sub>0</sub>	a	b	c	d
facteur	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

**Tableau Annexe.6–** Facteurs d'imperfection  $\lambda_{LT}$  pour les courbes de déversement.

Courbe de déversement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection $\lambda_{LT}$	0.21	0.34	0.49	0.76

**Tableau Annexe.7** : Facteurs d'interaction  $k_{ij}$  (EC3 Tableau A.1)

$\bar{\lambda}_{\max} = \max \begin{cases} \bar{\lambda}_y \\ \bar{\lambda}_z \end{cases}$
$\bar{\lambda}_0$ = élanement réduit pour le déversement dans le cas du moment fléchissant uniforme, c'est-à-dire $\psi_y = 1,0$ dans le Tableau A.2
$\bar{\lambda}_{LT}$ = élanement réduit pour le déversement
Pour $\bar{\lambda}_0 = 0$ : $\begin{aligned} C_{my} &= C_{my,0} \\ C_{mz} &= C_{mz,0} \\ C_{mLT} &= 1,0 \end{aligned}$
Pour $\bar{\lambda}_0 > 0$ : $C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}$
$C_{mz} = C_{mz,0}$
$C_{mLT} = C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}}$
$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}}$ pour les sections transversales de Classes 1, 2 et 3
$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A_{eff}}{W_{eff,y}}$ pour les sections transversales de Classe 4
$N_{cr,y}$ = effort normal critique de flambement élastique par flexion selon l'axe y-y $N_{cr,z}$ = effort normal critique de flambement élastique par flexion selon l'axe z-z $N_{cr,T}$ = effort normal critique de flambement élastique par torsion $I_T$ = inertie de torsion de Saint-Venant $I_y$ = moment d'inertie de flexion par rapport à l'axe y-y

# Annexes

**Tableau Annexe.8 : Coefficients C1, C2 et C3 pour**


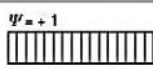
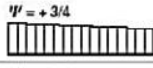
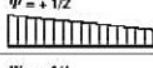
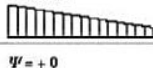
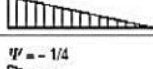
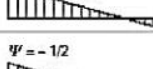
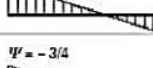
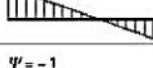
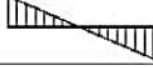
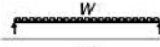

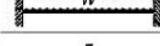
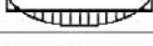
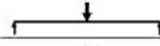

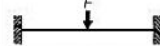

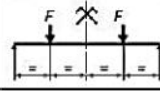

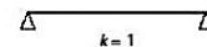
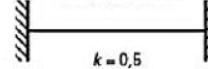
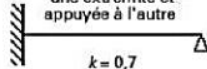
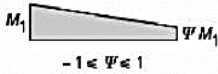
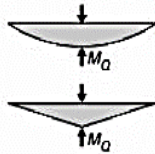
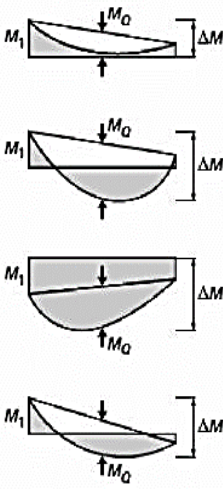
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
	$\psi = +1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	0 0 0	1,000 1,113 1,114
	$\psi = +3/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	0 0 0	0,998 1,565 2,283
	$\psi = +1/2$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	0 0 0	0,992 1,556 2,271
	$\psi = +1/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	0 0 0	0,977 1,531 2,235
	$\psi = +0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	0 0 0	0,939 1,473 2,150
	$\psi = -1/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	0 0 0	0,855 1,340 1,947
	$\psi = -1/2$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	0 0 0	0,676 1,059 1,546
	$\psi = -3/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	0 0 0	0,366 0,575 0,837
	$\psi = -1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	0 0 0	0,000 0,000 0,000
			1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304
		1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
		1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
		1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,640 4,800
		1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890
<p>Poutre appuyée aux deux extrémités</p>  <p><math>k = 1</math></p>		<p>Poutre encastrée aux deux extrémités</p>  <p><math>k = 0,5</math></p>		<p>Extrémité encastrée à une extrémité et appuyée à l'autre</p>  <p><math>k = 0,7</math></p>	

Tableau Annexe.9 : Facteurs de moment uniforme équivalent

Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$	
<p>Moments d'extrémités</p>  <p><math>M_1</math> <math>\Psi M_1</math>  <math>-1 \leq \Psi \leq 1</math></p>	$\beta_{M,\Psi} = 1,8 - 0,7 \Psi$	
<p>Moments dus à des charges transversales</p>  <p><math>M_Q</math>  <math>M_Q</math></p>	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,3$	
<p>Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités</p>  <p><math>M_1</math> <math>M_Q</math> <math>\Delta M</math>  <math>M_1</math> <math>M_Q</math> <math>\Delta M</math>  <math>M_1</math> <math>M_Q</math> <math>\Delta M</math>  <math>M_1</math> <math>M_Q</math> <math>\Delta M</math></p>	$\beta_M = \beta_{M,\Psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\Psi})$ $M_Q =  \max M  \quad \begin{array}{l} \text{d\AA} \text{ aux charges} \\ \text{transversales seulement} \end{array}$ $\Delta M = \begin{cases}  \max M  & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\  \max M  +  \min M  & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$	
facteur	axe de flexion	points maintenus suivant la direction
$\beta_{M,y}$	Y-Y	Z-Z
$\beta_{M,z}$	Z-Z	Y-Y
$\beta_{M,LT}$	Y-Y	Y-Y