

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

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



## **Mémoire de Master**

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

**Faculté des Sciences et de la Technologie**

**Département de : Génie Civil & Hydraulique**

**Spécialité : Génie Civil**

**Option : STRUCTURES**

**Présenté par : CHENINA Aymen**

---

---

**Thème :**

**Conception et dimensionnement de la structure métallique  
d'un bâtiment**

---

---

**Sous la direction de : Pr. BENOUIS ABDELHALIM**

---

**Juin 2023**

---

# *Remerciements*

*Au terme de ce travail, je tiens à exprimer ma plus profonde gratitude à mon cher professeur et encadrant, Pr. BENOUIS Abdelhalim, pour le temps qu'il a consacré tout au long de la durée du projet et pour les précieuses informations qu'il m'a fournies avec intérêt et compréhension.*

*Je tiens également à exprimer mes sincères remerciements aux membres du jury pour avoir bien voulu examiner et juger ce travail.*

*Je ne laisserai pas passer cette occasion sans remercier tous les professeurs de l'Université du 8 Mai 1945 de Guelma, et particulièrement ceux qui travaillent au Département de Génie Civil pour leur aide et leurs conseils précieux.*

*Enfin, je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réussite de ce projet.*

# *Dédicaces*

A ma chère maman pour tous ses sacrifices, son amour, sa tendresse, son soutien et ses prières tout au long de mes études.

A mes chers frères pour leurs encouragements constants et leur soutien moral.

A mes chers Collègues et amis de l'université pour leur soutien et leurs encouragements.

A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire.

Puisse ce travail être un accomplissement du soi-disant hommage aux parents, et le résultat de leur soutien continu.

Merci d'être toujours à mes côtés.

## ***Résumé :***

Dans le cadre de notre formation, notre projet de fin d'étude s'est porté sur l'étude d'un bâtiment étagé en charpente métallique. Cet ouvrage est un bâtiment à usage multiple, à savoir bureaux et commerces. Il est constitué d'un RDC et de quatre étages avec une toiture à deux versants symétriques. Ce bâtiment est implanté dans la wilaya de Guelma à une altitude de 256 m sur un terrain de catégorie III. La structure porteuse est constituée par des portiques auto stables dans la direction du long-pan quant à la stabilité dans la direction du pignon, elle est assurée par des palées de contreventement.

L'étude a concerné le dimensionnement des éléments secondaires (pannes, lisses et potelets), des contreventements et des portiques (poteaux et traverses). Ces éléments sont rendus solidaires par les différents assemblages utilisés (boulonnage et soudage). Enfin, une étude des fondations a été réalisée.

Toutes ces étapes ont été réalisées en tenant compte des différents règlements en vigueur (RNV 2013-D.T.R. C.2.47, EUROCODE 3, BAEL 91).

Le logiciel de modélisation et de calcul ROBOT 2010 a été utilisé pour modéliser la structure et son dimensionnement ainsi le calcul et l'adoption des différents assemblages.

***Mots clés :*** Bâtiment, métallique, portiques, contreventement, assemblages, NV 2013, EC3, Robot 2010.

## ***Summary :***

As part of our training, our end-of-study project focused on the study of a multi-storey building with a metal frame. This work is a building with multiple uses, namely offices and shops. It consists of a ground floor and four floors with a symmetrical gable roof. This building is located in the wilaya of Guelma at an altitude of 256 m on a category III land. The load-bearing structure consists of self-stabilizing gables in the direction of the long side as for the stability in the direction of the pinion, it is ensured by bracings.

The study concerned the dimensioning of the secondary elements (purlins, stringers and posts), the braces and the gables (posts and crosspieces). These elements are held together by the various assemblies used (bolting and welding). Finally, a study of the foundations was carried out .

All these steps were carried out taking into account the various regulations in force (RNV 2013-D.T.R. C.2.47, EUROCODE 3, BAEL 91).

The modeling and calculation software ROBOT 2010 was used to model the structure and its dimensioning as well as the calculation and adoption of the various assemblies.

**Keywords:** Building, metal, frames, bracing, assemblies, NV 2013, EC3, Robot 2010.

## ملخص:

كجزء من تدريبنا ، ركز مشروع نهاية الدراسة لدينا على دراسة مبنى متعدد الطوابق بإطار معدني. هذا العمل عبارة عن مبنى متعدد الاستخدامات وهي المكاتب والمحلات التجارية. يتكون من طابق أرضي وأربعة طوابق مع سقف الجملون المتمائل. يقع هذا المبنى بولاية قالمية على ارتفاع 256 م على أرض من الفئة الثالثة. يتكون الهيكل الحامل من جسور متحركة ذاتية الاستقرار في اتجاه الجانب الطويل بالنسبة للاستقرار في اتجاه الترس الصغير، يتم ضمانه عن طريق الدعامات. اهتمت الدراسة بأبعاد العناصر الثانوية (المدادة، المراسلين، الدعائم)، الأقواس والجسور (الأعمدة والقطع المستعرضة). يتم ربط هذه العناصر معًا بواسطة التجميعات المختلفة المستخدمة (البراغي واللحام) أخيرًا، تم إجراء دراسة للأسس. تم تنفيذ جميع هذه الخطوات مع مراعاة اللوائح المختلفة المعمول بها:

(RNV 2013- D.T.R. C.2.47 ، EUROCODE 3 ،BAEL 91).

تم استخدام برنامج النمذجة والحساب (إنسان آلي 2010) لنمذجة الهيكل وأبعاده بالإضافة إلى حساب واعتماد التجميعات المختلفة.

**الكلمات المفتاحية:** بناء، معدن، إطارات، دعامة، تجميعات ( RNV 2013, EC3, Robot 2010 )

## LISTE DES NOTATIONS

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

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

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

$R$  : Coefficient de comportement de la structure.

$T$  : La période propre

$f$  : La flèche.

$f_y$  : Limite d'élasticité.

$h$  : Hauteur d'une pièce.

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

$L_f$  : Longueur de flambement.

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

$\beta_w$  : Facteur de corrélation.

$\gamma_m$  : Coefficient de sécurité.

$\lambda$  : Élancement.

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

$\alpha$  : Facteur d'imperfection.

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

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

$\sigma_a$  : Contrainte de l'acier.

$\sigma_b$  : Contrainte du béton.

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



# Sommaire

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

## Chapitre I : Généralités

I.1	Présentation de l'ouvrage.....	3
I.2	Caractéristiques géométriques.....	3
I.3	Zones d'implantation du projet .....	3
I.4	Règlements techniques.....	3
I.5	Matériaux Utilisés.....	4
I.5.1	Acier.....	4
I.5.2	Assemblage.....	4
I.5.3	Béton.....	5
I.6	Les éléments structuraux.....	6
I.6.1	Les poteaux .....	6
I.6.2	Les poutres.....	7
I.6.3	Les contreventements.....	7
I.6.4	Plancher collaborant.....	7
I.6.5	La toiture.....	8

## Chapitre II : Evaluation des charges

II.1	Introduction.....	10
II.2	Charges permanentes.....	10
II.2.1	Plancher collaborant.....	10
II.2.2	Toiture métallique « panneau sandwich de couverture ».....	10
II.2.3	Bardage.....	11
II.2.4	Murs intérieurs.....	11
II.2.5	Escalier.....	11
II.3	Actions Variables.....	12
II.4	Charges climatiques.....	12
II.4.1	Introduction.....	12
II.4.2	Effet de la neige.....	12
II.4.3	Effet du vent.....	13

II.5	Force de frottement.....	26
------	--------------------------	----

### **Chapitre III : Étude des éléments secondaires**

III.1.	Les pannes.....	28
III.1.1	Introduction.....	28
III.1.2	Evaluations des charges et surcharges.....	28
III.1.3.	Calcul des pannes.....	28
III.2.	L'échantignolle.....	32
III.2.1.	Introduction.....	32
III.2.2.	Calcul de l'échantignolle.....	32
III.3.	Lisses de bardage.....	35
III.3.1.	Introduction.....	35
III.3.2.	Lisse de bardage du long-pan droit .....	35
III.3.3.	Lisse de bardage du long-pan gauche.....	37
III.3.4.	Lisses de bardage du pignon avant.....	38
III.3.5.	Calcul des suspentes.....	41
III.4.	Les potelets.....	41
III.4.1.	Introduction.....	41
III.4.2.	Évaluation des charges et surcharges.....	42
III.4.3.	Potelets du pignon avant.....	42
III.5.	Etude du plancher mixte.....	45
III.5.1.	Introduction.....	45
III.5.2.	Calcul des solives (poutrelles en acier).....	46
III.5.3.	Calcul du plancher mixte.....	47
III.6.	Etude des escaliers.....	49
III.6.1.	Introduction.....	49
III.6.2.	Conception.....	50
III.6.3.	Evaluation des charges.....	50
III.6.4.	Dimensions des escaliers.....	51
III.6.5.	Calcul du limon.....	54
III.6.6.	Calcul de la poutre palière.....	55

## **Chapitre IV : Calcul des contreventements**

IV.1 Introduction.....	58
IV.2. Types de contreventements.....	58
IV.2.1. Contreventements de toiture : (poutre au vent).....	58
IV.2.2. Contreventement de façades : (palée de stabilité).....	58
IV.2.3. Effort du vent sur les pignons.....	58
IV.3. Etude de contreventement horizontal.....	58
IV.3.1. Evaluation des efforts horizontaux sur le pignon avant.....	59
IV.3.2. Evaluation des efforts horizontaux sur le pignon arrière.....	61
IV.4. Etude de contreventement vertical.....	63

## **Chapitre V : Calcul des portiques**

V.1. Introduction.....	69
V.1.1 Modèle de calcul.....	69
V.1.2 Normes de conception.....	69
V.1.3 Chargements.....	69
V.2. Modalisation de la structure.....	69
V.2.1. Définition de la structure.....	69
V.2.2. Données-Sections.....	70
V.2.3. Tableau des chargements.....	71
V.2.4. Tableau des combinaisons.....	74
V.3. Résultats du calcul.....	74
V.4. Dimensionnement des éléments résistants.....	75
V.4.1. Une vérification sous ROBOT nous donne les résultats suivants.....	75
V.4.2. Un dimensionnement sous robot nous propose les profilés suivants.....	76
V.4.3. Classification des familles.....	76
V.4.4. Optimisation.....	77
V.5. Conclusion.....	78

## **Chapitre VI : Etude des fondations**

VI.1. Introduction.....	80
VI.1.1. Les types de fondation.....	80
VI.1.2. Le choix du type de fondation.....	80
VI.2. Dimensionnement de la semelle.....	80
VI.3. Vérification de la contrainte réelle dans le sol.....	81
VI.4. Calcul des armatures.....	81
VI.5. Schéma de ferrailage.....	84
VI.6. Calcul de longrines.....	85

## **Chapitre VII : Etude des assemblages**

VII.1. Introduction.....	88
VII.2. Fonctionnement des assemblages.....	88
VII.2.1. Le boulonnage.....	88
VII.2.2. Le soudage.....	88
VII.2.3. Fonctionnement par adhérence.....	88
VII.3. Rôle des assemblages.....	89
VII.4. Calcul des assemblages.....	89
VII.4.1. Liaison poteau-traverse (HEA280-HEA320).....	89
VII.4.2. Assemblage traverse-traverse.....	96
VII.4.3. Assemblage poteaux-poutre maitresse.....	103
VII.4.4. Assemblages des contreventements verticaux.....	109
VII.4.5. Assemblage pied de poteau.....	114
<b>Conclusion.....</b>	<b>121</b>
<b>Références Bibliographiques.....</b>	<b>122</b>

## Liste des tableaux

<b>Tableau I-1.</b> Caractéristiques des nuances d'acier.....	4
<b>Tableau I-2.</b> Caractéristiques mécaniques des aciers pour béton.....	6
<b>Tableau II-1.</b> Charge permanente de la toiture.....	10
<b>Tableau II-2.</b> Charge permanente du bardage.....	11
<b>Tableau II-3.</b> Valeurs de la pression dynamique de référence.....	13
<b>Tableau II-4.</b> Définition des catégories du terrain.....	14
<b>Tableau II-5.</b> Résultats des calculs des pressions à chaque niveau.....	15
<b>Tableau II-6.</b> Les pressions du vent 1 sur les parois verticales.....	17
<b>Tableau II-7.</b> Les pressions du vent 1 sur la toiture.....	18
<b>Tableau II-8.</b> Les pressions du vent 2 sur les parois verticales.....	21
<b>Tableau II-9.</b> Les pressions du vent 2 sur la toiture.....	22
<b>Tableau II-10.</b> Les pressions du vent 3 sur les parois verticales.....	24
<b>Tableau II-11.</b> Les pressions du vent 3 sur la toiture.....	25
<b>Tableau II-12.</b> Les charges maximales du vent.....	26
<b>Tableau III-1.</b> Caractéristiques du profilé IPE120.....	27
<b>Tableau III-2.</b> Caractéristiques du profilé IPE 120.....	35
<b>Tableau III-3.</b> Caractéristiques du profilé IPE100.....	37
<b>Tableau III-4.</b> Caractéristiques du profilé IPE140.....	39
<b>Tableau III-5.</b> Les différents profilés adaptés pour les lisses.....	41
<b>Tableau III-6.</b> Caractéristiques du profilé HEB220.....	43
<b>Tableau III-7.</b> Coefficient $\chi_{min}$ en fonction de la courbe.....	44
<b>Tableau III-8.</b> Caractéristiques du profilé IPE220.....	46
<b>Tableau III-9.</b> Evaluation des charges et surcharges (palier +volée).....	50
<b>Tableau III-10.</b> Caractéristiques de profilé L40×40×4.....	53
<b>Tableau III-11.</b> Caractéristiques de profilé UPN160.....	54
<b>Tableau III-12.</b> Caractéristiques du profilé IPE120.....	56
<b>Tableau III-13.</b> Les différents profilés adaptés pour les éléments de l'escalier.....	56

<b>Tableau IV-1.</b> Les valeurs des forces horizontales dans le pignon avant.....	60
<b>Tableau IV-2.</b> Les valeurs des forces horizontales dans le pignon arrière.....	62
<b>Tableau V-1.</b> Caractéristiques des profilés de la structure.....	71
<b>Tableau V-2.</b> Les différents types de chargement.....	73
<b>Tableau V-3.</b> Les différentes combinaisons de calcul.....	74
<b>Tableau V-4.</b> Efforts extrêmes globaux.....	74
<b>Tableau V-5.</b> Résultats de vérification des profilées.....	75
<b>Tableau V-6.</b> Résultats de dimensionnement des familles sous ROBOT.....	76
<b>Tableau V-7.</b> Les différentes familles envisagées.....	76
<b>Tableau V-8.</b> Les profilés adoptés pour la structure.....	77
<b>Tableau V-9.</b> Les sections des différents éléments adoptés.....	78
<b>Tableau VI-1.</b> Valeurs des efforts extrêmes dans les poteaux.....	80
<b>Tableau VII-1.</b> Les classes des boulons.....	88
<b>Tableau VII-2.</b> Distances de calcul des boulons d'assemblage (poteau-traverse).....	93
<b>Tableau VII-3.</b> Les efforts par boulons d'assemblage (poteau-traverse).....	94
<b>Tableau VII-4.</b> Distances de calcul des boulons d'assemblage (traverse-traverse).....	100
<b>Tableau VII-5.</b> Les efforts par boulons d'assemblage (traverse-traverse).....	101
<b>Tableau VII-6.</b> Distances de calcul des boulons d'assemblage (poteau-poutre maitresse).....	107
<b>Tableau VII-7.</b> Efforts par boulon d'assemblage (poteau-poutre maitresse).....	108
<b>Tableau VII-8.</b> Les caractéristiques des barres.....	110
<b>Tableau VII-9.</b> Caractéristiques des boulons (barre 1).....	110
<b>Tableau VII-10.</b> Caractéristiques des boulons (barre 2).....	111
<b>Tableau VII-11.</b> Caractéristiques des boulons (barre 4).....	111
<b>Tableau VII-12.</b> Vérification des résistances des barres du contreventement vertical.....	113

## Liste des figures

<b>Figure I-1.</b> Présentation du bâtiment .....	3
<b>Figure I-2.</b> Différentes sections des poteaux métalliques .....	7
<b>Tableau I-3.</b> Composition d'un plancher collaborant.....	8
<b>Figure I-4.</b> Panneau sandwich.....	8
<b>Figure II-1.</b> Plancher mixte collaborant.....	10
<b>Figure II-2.</b> Escalier Métallique.....	11
<b>Figure II-3.</b> Directions du vent.....	15
<b>Figure II-4.</b> Les pressions maximales du vent 1 sur le bâtiment.....	19
<b>Figure II-5.</b> Les pressions maximales du vent 2 sur le bâtiment.....	22
<b>Figure II-6.</b> Les pressions maximales du vent 3 sur le bâtiment.....	26
<b>Figure III-1.</b> Répartition des charges ponctuelle sur la portée de la panne.....	29
<b>Figure III-2.</b> Liaison panne-traverse par l'échantignolle.....	33
<b>Figure III-3.</b> Schémas de suspentes.....	41
<b>Figure III-4.</b> Schéma statique du potelet.....	42
<b>Figure III-5.</b> Disposition des potelets.....	42
<b>Figure III-6.</b> Plancher mixte collaborant (acier-béton).....	46
<b>Figure III-7.</b> Contraintes dans le plancher mixte.....	47
<b>Figure III-8.</b> Escalier métallique.....	50
<b>Figure III-9.</b> Modèle d'escalier RDC.....	51
<b>Figure III-10.</b> Modèle d'escalier étage.....	51
<b>Figure III-11.</b> Charges sur les escaliers.....	54
<b>Figure III-12.</b> Schéma statique de la poutre palière.....	55
<b>Figure IV-1.</b> La vue en plan de la poutre au vent.....	58
<b>Figure IV-2.</b> Schéma statique de la poutre au vent de pignon avant.....	59
<b>Figure IV-3.</b> Schéma statique d'une partie de la poutre au vent de pignon avant.....	60
<b>Figure IV-4.</b> Schéma statique de la poutre au vent de pignon arrière.....	61
<b>Figure IV-5.</b> Schéma statique d'une partie de la poutre au vent de pignon arrière.....	62

<b>Figure IV-6.</b> Schéma statique des palées de stabilité.....	63
<b>Figure IV-7.</b> Schéma statique des palées de stabilité.....	65
<b>Figure V-1.</b> Vue en 3D de la structure.....	70
<b>Figure VI-1.</b> Coupe B-B de la semelle.....	84
<b>Figure VI-2.</b> Coupe A-A de la semelle.....	84
<b>Figure VI-3.</b> Vue en plan de la semelle.....	84
<b>Figure VI-4.</b> Schéma du ferrailage des longrines.....	86
<b>Figure VII-1.</b> Vue en 3D d'assemblage poteau-traverse.....	89
<b>Figure VII-2.</b> Schéma d'assemblage (poteau-traverse).....	93
<b>Figure VII-3.</b> Vue en 3D d'assemblage (traverse-traverse).....	96
<b>Figure VII-4.</b> Schéma d'assemblage (traverse-traverse).....	100
<b>Figure VII-5.</b> Vue en 3D d'assemblage (poteau-poutre maitresse).....	103
<b>Figure VII-6.</b> Schéma d'assemblage (poteau-poutre maitresse).....	107
<b>Figure VII-7.</b> Vue en 3D d'assemblage contreventement verticale.....	109
<b>Figure VII-8.</b> Schéma d'assemblage contreventement verticale.....	112
<b>Figure VII-9.</b> Vue en 3D d'assemblage pied de poteau.....	114
<b>Figure VII-10.</b> Schéma d'assemblage pied de poteau.....	117



# INTRODUCTION

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

Actuellement en Algérie l'utilisation de la charpente métallique est limitée dans le domaine industriel, les autres domaines se basent plus essentiellement sur le béton, malgré que les structures en acier présentent de nombreux avantages tel que :

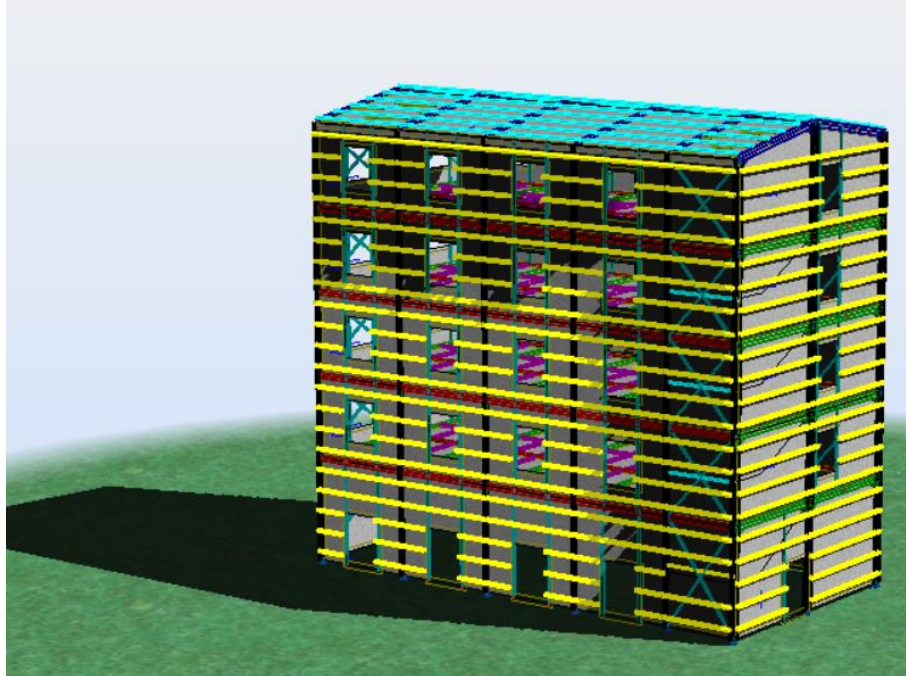
- La grande résistance de l'acier à la traction qui permet de franchir de grandes portées.
- La bonne tenue au séisme grâce à sa bonne ductilité
- L'acier est un produit recyclable, et les structures en acier sont facilement démontables et les différents éléments peuvent être réutilisés.
- Possibilités architecturales plus étendues que le béton.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel, un bâtiment administratif en charpente métallique utilisant le règlement Eurocode 3 intitulé « calcul des structures en acier ». L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de Master II.

# **Chapitre I : généralités**

## I.1 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'études consiste en l'étude d'un bâtiment en charpente métallique à usage multiple (commerce, service) en R+4. Le RDC est à usage commercial, autres étages sont à usage de service. Le bâtiment est implanté dans la ville de Guelma.



*Figure I-1. Présentation du bâtiment*

## I.2 Caractéristiques géométriques :

- Largeur →  $L_x = 12$  m.
- Longueur →  $L_y = 23.5$  m.
- Hauteur du RDC →  $h = 5$  m.
- Hauteur d'étage →  $h = 4$  m.
- Flèche de la toiture →  $h = 1$  m.
- Hauteur totale →  $H = 22$  m.

## I.3 Zones d'implantation du projet :

- Zone de la neige → A.
- Zone du vent → II.
- Altitude → 256 m.
- Catégorie du terrain → III.

## I.4 Règlements techniques :

- RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003.

- BAEL : Béton armé aux états limites.
- DTR C 2-47, Règlement Neige et Vent 2013.
- DTR BC- 2.2., Charges permanentes et charges d'exploitation.
- NF EN 1993, Euro code 3 : Calcul des structures en acier.

## I.5 Matériaux Utilisés

### I.5.1 Acier :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Limite élastique  $f_y$  (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale :

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40\text{mm} < t \leq 100$ mm	
	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
<b>S235</b>	235	360	215	340
<b>S275</b>	275	430	255	410

*Tableau I-1. Caractéristiques des nuances d'acier*

Propriétés de l'acier S235 :

- La résistance à la traction :  $f_u = 360$  MPa.
- La limite élastique :  $f_y = 235$  MPa.
- Le module de Young :  $E = 210\,000$  MPa.
- Poids volumique :  $\rho = 7850$  daN/m<sup>3</sup>.
- Le coefficient de poisson :  $\nu = 0,3$ .
- Module de cisaillement :  $G = E / (2(1+\nu)) = 81000$  MPa.

### I.5.2 Assemblage :

Les assemblages principaux des systèmes structuraux assurant la stabilité sont :

#### I.5.2.1 Le boulonnage :

- Boulons ordinaires de classe (5.6) dont la résistance nominale est 500 MPa.
- Boulons à haute résistances types HR 8.8 et 10.9
  - ✓ Pour HR 8.8 sa résistance est de 800 MPa.

- ✓ Pour HR 10.9 sa résistance est de 1000 MPa.

### I.5.2.2 Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

Puisque le site est en zone sismique, seul les assemblages rigides sont autorisés (voir RPA2003 8.1.1) [2].

### I.5.3 Béton :

- Le béton utilisé est dosé à 350kg/ m<sup>3</sup>.
- Béton de propreté est dosé à 150 kg/m<sup>3</sup>.

#### I.5.3.1 Résistance de béton :

#### ❖ Caractéristiques du béton :

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :

- La résistance à la compression à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction à 28 jours qui est déduite de celle de compression par la relation :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

#### I.5.3.2 Contraintes limites :

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$F_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

#### ➤ Etat limite de service :

La contrainte de compression limite de service est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

#### ➤ Contraintes de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau} = \min (0,13 \cdot f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min (0,10 \cdot f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

#### ➤ Coefficient de Poisson :

Selon le BAEL, les valeurs sont les suivantes :

- $v = 0$  à l'ELU
- $v = 0.2$  à l'ELS

➤ **Caractéristiques mécaniques :**

Nuance		$f_y$ (MPa)
<b>Barres HA</b>	F <sub>c</sub> 400	400
	F <sub>c</sub> 500	500

*Tableau I-2. Caractéristiques mécaniques des aciers pour béton*

➤ **Contraintes limites :**

- Etat limite ultime :

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

- ✓ En cas de situations accidentelles  $\sigma_{st} = 400$  MPa
- ✓ En cas de situations normales  $\sigma_{st} = 348$  MPa

- Etat limite de service :

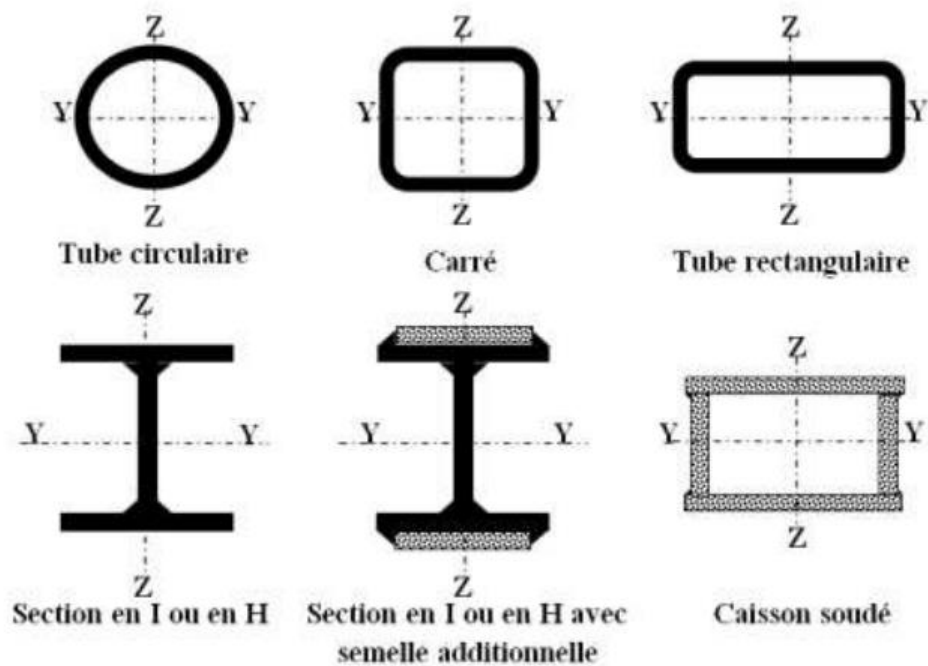
On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- ✓ Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3f_c, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$ .
- ✓ Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (1/2f_c, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$ .

## I.6 Les éléments structuraux

### I.6.1 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui transmettent les charges verticales des planchers aux fondations. Les moyens de transmettre ces charges verticales sont liés au système structural particulier utilisé pour la conception de l'ossature et sont généralement des profilés en I ou en H. Les poutres supportent les éléments de plancher et transmettent les charges verticales aux poteaux et sont aussi constitués à partir de profilés en I ou en H.



*Figure I-2. Différentes sections des poteaux métalliques*

### **I.6.2 Les poutres :**

La poutre constitue l'élément structural horizontal de base de toute construction ; elle franchit la portée comprise entre ses deux appuis et transmet principalement par flexion les charges qui lui sont appliquées. Les poutres métalliques, que l'on peut réaliser à partir d'une grande diversité de formes et de sections structurales, peuvent souvent être dimensionnées principalement par la flexion. Ces éléments sont souvent constitués à partir de profilés en I ou en H.

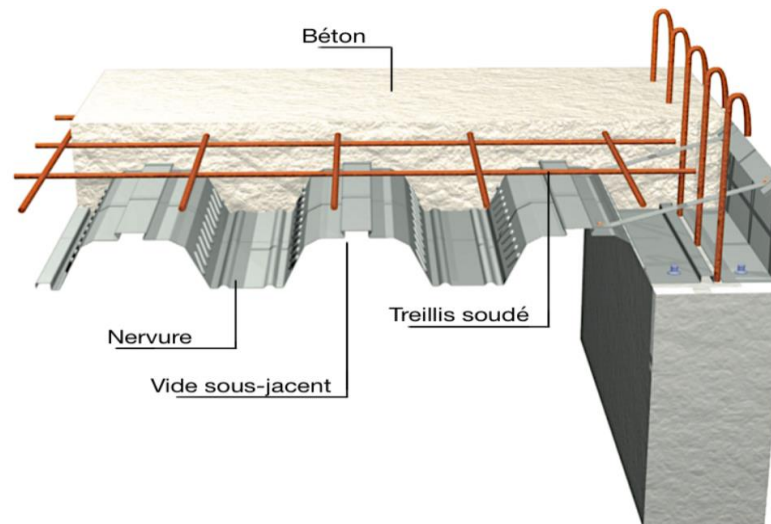
### **I.6.3 Les contreventements :**

Les systèmes de contreventements assureront le rôle de stabiliser la structure face aux efforts de vent et spécialement du séisme.

Les deux principaux systèmes de contreventements sont en X et en V. Mais d'autres formes peuvent être utilisées pour garder l'aspect architectural de la structure vue la présence de beaucoup d'ouvertures, et pour ne pas gêner l'exploitation du bâtiment [1].

### **I.6.4 Plancher collaborant :**

Les planchers courants sont mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la figure ci-dessous.



*Tableau I-3. Composition d'un plancher collaborant*

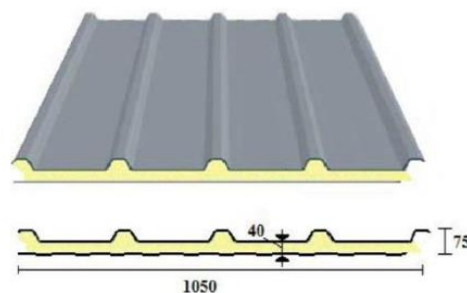
### I.6.5 La toiture :

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

- De deux tôles de parement intérieur et extérieur.
- D'une âme en mousse isolante.
- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés.

Les panneaux sandwichs nous offrent plusieurs avantages on site :

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



*Figure I-4. Panneau sandwich*



# **Chapitre II**

## **Evaluation des charges**

## II.1 Introduction :

Le but de ce chapitre est de définir les différentes charges agissantes sur notre structure : les charges permanentes, d'exploitation et climatiques ; qui ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrites dans les règlements techniques le DTRB.C2.2 (charges et surcharges) et le DTR C2-47 (neige et vent 2013).

## II.2 Charges permanentes :

Ce terme désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage terminé. Il s'agit donc non seulement du poids de l'ossature mais aussi de tous les éléments du bâtiment (planchers, plafonds, cloisons, revêtements de sol, installations fixes).

### II.2.1 Plancher collaborant :

Solive en profilé métallique (estimé)	40 Kg/m <sup>2</sup>
Parquets en lames.	20 daN/ m <sup>2</sup>
Mortier de pose (2 cm)	0,02×2000 = 40 daN/ m <sup>2</sup>
Isolation thermique en liège (bloc de liège) (4 cm)	0,04×400 = 16 daN/ m <sup>2</sup>
Dalle en béton armé (9 cm)	0,09×2500 = 225 daN/ m <sup>2</sup>
Tôle nervurée TN40 « ep1.00 »	9.81 daN/ m <sup>2</sup>
Faux plafond en plâtre	10 daN/ m <sup>2</sup>

$$\underline{G = 360.81 \text{ daN/m}^2}$$

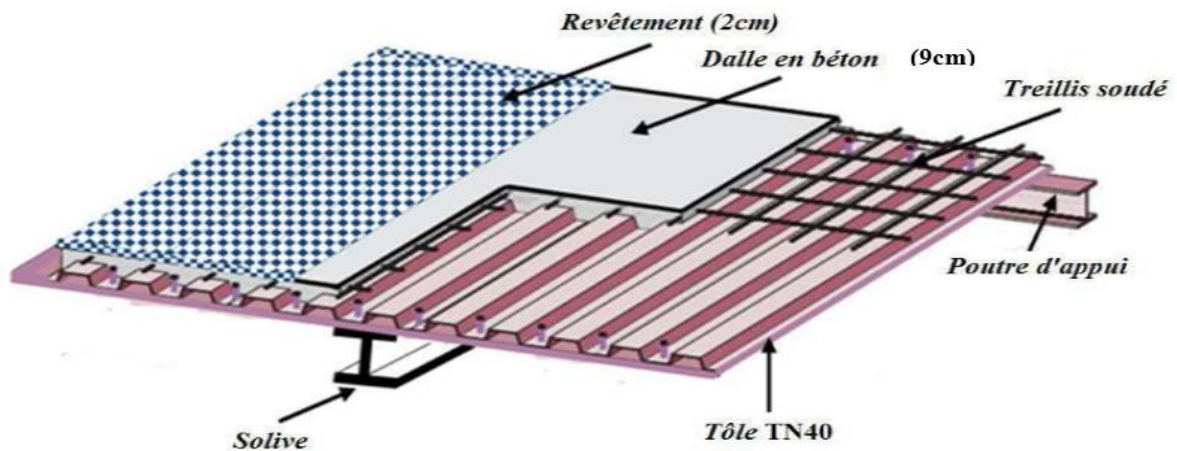


Figure.II-1. Plancher mixte collaborant

### II.2.2 Toiture métallique « panneau sandwich de couverture »

Type	Charge permanente
Panneau de couverture « TL100 », « ep60 mm »	11.5 daN/m <sup>2</sup>

Tableau II-1. Charge permanente de la toiture

**II.2.3 Bardage :**

Type	Charge permanente
Panneau de bardage « ep60mm »	11.8 daN/m <sup>2</sup>

*Tableau II-2. Charge permanente du bardage***II.2.4 Murs intérieurs :**

Cloisons légères (Placo)  
 Revêtement intérieur (e=2cm)

40 daN/m<sup>2</sup>  
 $0,02 \times 200 = 40 \text{ daN/m}^2$

---

**G = 80 daN/m<sup>2</sup>**

**II.2.5 Escalier :***Figure II-2. Escalier Métallique***Volée :**

- Tôle striée (e=5mm) 45 daN/m<sup>2</sup>
- Mortier de pose (1800 daN/m<sup>2</sup>, e =2cm) 36 daN/m<sup>2</sup>
- Parquets en lames 20 daN/m<sup>2</sup>

---

**G= 101 daN/m<sup>2</sup>**

**Palier :**

• Tôle nervurée TN40	9.81 daN/ m <sup>2</sup>
• Dalle en béton (épaisseur = 8cm)	200 daN/ m <sup>2</sup>
• Mortier de pose (1800 daN/m <sup>2</sup> ; e = 2cm)	36daN/ m <sup>2</sup>
• Revêtement carrelage (épaisseur = 2cm)	40 daN/ m <sup>2</sup>
	<b>G = 285.81 daN/ m<sup>2</sup></b>

**II.3 Actions Variables :**

Elles correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble. Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrites dans le règlement technique *DTR.C2.2 (charges et surcharges)*.

• Plancher terrasse inaccessible	100 daN/m <sup>2</sup>
• Plancher étage courant	250 daN/m <sup>2</sup>
• Escalier	250 daN/m <sup>2</sup>

**II.4 Charges climatiques :****II.4.1 Introduction :**

Les règles Neige et Vent Algérien (R.N.V) traitent les constructions courantes, en mettant à la disposition des professionnelles et concepteurs de la construction, des méthodes d'évaluation des actions climatiques (neige et vent) et des surcharges de sable dans les zones sahariennes.

**II.4.2 Effet de la neige :**

- Calcul de la charge de neige :

$$S = \mu S_K \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

- Coefficient de forme de toiture :

Cas d'une toiture à deux versants :

On a :  $\alpha_1 = \alpha_2 = \tan^{-1}(1/6) = 9.46^\circ$

$$0^\circ < \alpha < 30^\circ \quad \mu = 0.8$$

$$\alpha = 9.46^\circ$$

- ✓ Influence de l'altitude :

La valeur  $S_k$  est déterminée par les lois de variation suivant l'altitude  $H$  (m) du site considéré par rapport au niveau de la mer. On a  $H = 256$  m.

- Zone A :

$$S_k = \frac{0,07 \times H + 15}{100} \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$S_k = \frac{0,07 \times 256 + 15}{100} = 0.329 \text{ KN/m}^2$$

Donc :  $S = 0.8 \times 0.329 = 0.263 \text{ KN/m}^2$

$$S_{\max} = 0.263 \text{ KN/m}^2$$

### II.4.3 Effet du vent :

Le vent est par nature turbulent et ses effets le sont aussi, en termes de pressions ou de forces. Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent qui est perpendiculaire aux parois de la construction.

- Le but du calcul de la pression du vent et d'évaluer l'intensité des pressions agissant sur la structure. La force résultante est donnée par la formule suivante :

$$Q_j = C_d \times W(z_j) \quad [\text{N/m}^2]$$

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

Avec :

- $q_{\text{dyn}}$  : pression dynamique du vent.
- $C_{pe}$  : coefficient de pression extérieur.
- $C_{pi}$  : coefficient de pression intérieur.
- $C_d$  : coefficient dynamique de la construction.

✓ Détermination de la pression dynamique  $q_{\text{dyn}}$  :

Segmentation du vent à chaque étage :

$$q_{\text{dyn}}(z_j) = q_{\text{réf}} \times c_e(z_j)$$

Zone	$q_{\text{réf}} \text{ (N/m}^2\text{)}$
I	375
II	435
III	500
IV	575

**Tableau II-3.** Valeurs de la pression dynamique de référence

$$q_{\text{réf}} = 435 \text{ N/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Zone II}$$

✓ Coefficient d'exposition :

Le coefficient d'exposition est donné ci-dessous :

$$\text{Coefficient de topographie :} \quad C_e(z_j) = C_t(z_j)^2 \times C_r(z_j)^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z_j) \times C_t(z_j)} \right]$$

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

$$C_t(z_j) = 1$$

Catégories de terrain	$K_T$	$Z_0(m)$	$Z_{min}(m)$
- I : En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0.17	0.01	2
- II : régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0.19	0.05	4
- III : zones industrielles ou suburbaines, foret, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie IV	0.22	0.3	8
- IV : zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par bâtiments de hauteur moyenne 15m.	0.24	1	16

**Tableau II-4. Définition des catégories du terrain**

$$K_T = 0.22$$

$$Z_0 = 0.3 \text{ m} \longrightarrow \text{tableau II.5 (catégories de terrain III).}$$

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

✓ Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité est donné ci-dessous :

$$\text{RDC : } C_r(5\text{m}) = K_T \times \ln \frac{Z_{min}}{Z_0} = 0.215 \times \ln \frac{8}{0.3} = 0.706 \quad z < Z_{min}$$

$$1^{\text{er}} \text{ étage : } C_r(9\text{m}) = K_T \times \ln \frac{Z_j}{Z_0} = 0.215 \times \ln \frac{9}{0.3} = 0.731 \quad Z_{min} < z < 200$$

$$2^{\text{ème}} \text{ étage : } C_r(13\text{m}) = K_T \times \ln \frac{Z_j}{Z_0} = 0.215 \times \ln \frac{13}{0.3} = 0.810 \quad Z_{min} < z < 200$$

$$3^{\text{ème}} \text{ étage : } C_r(17\text{m}) = K_T \times \ln \frac{Z_j}{Z_0} = 0.215 \times \ln \frac{17}{0.3} = 0.868 \quad Z_{min} < z < 200$$

$$4^{\text{ème}} \text{ étage : } C_r(21\text{m}) = K_T \times \ln \frac{Z_j}{Z_0} = 0.215 \times \ln \frac{21}{0.3} = 0.913 \quad Z_{min} < z < 200$$

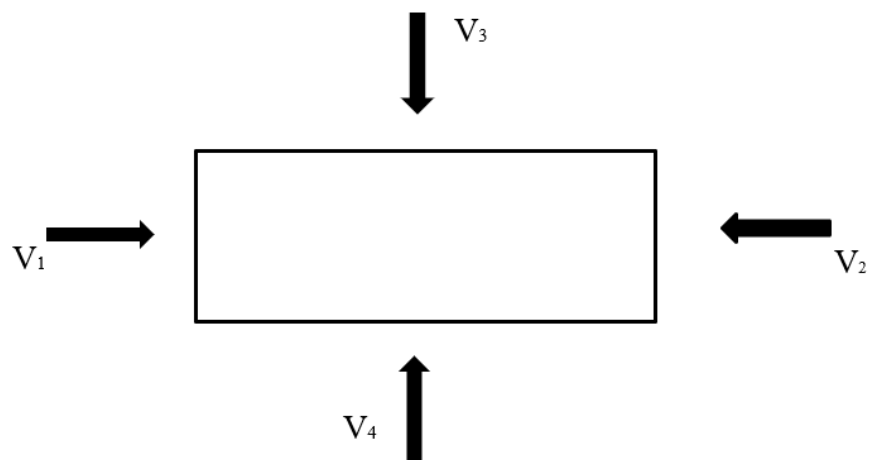
$$\text{Toiture : } C_r(22\text{m}) = K_T \times \ln \frac{Z_j}{Z_0} = 0.215 \times \ln \frac{22}{0.3} = 0.845 \quad Z_{min} < z < 200$$

❖ Les résultats des calculs sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

	h (m)	Z <sub>j</sub> (m)	C <sub>r</sub> (z <sub>j</sub> )	C <sub>t</sub> (z <sub>j</sub> )	C <sub>e</sub> (z <sub>j</sub> )	q <sub>réf</sub> (z <sub>j</sub> )	q <sub>dyn</sub> (z <sub>j</sub> ) (N/m <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	5	5	0.706	1	1.58	435	687.3
<b>1<sup>er</sup> étage</b>	4	9	0.731	1	1.63	435	709.05
<b>2<sup>ème</sup> étage</b>	4	13	0.810	1	1.88	435	817.80
<b>3<sup>ème</sup> étage</b>	4	17	0.868	1	2.06	435	896.10
<b>4<sup>ème</sup> étage</b>	4	21	0.913	1	2.21	435	961.35
<b>Toiture</b>	1	22	0.923	1	2.24	435	974.4

*Tableau II-5. Résultats des calculs des pressions à chaque niveau*

- Directions du vent :



*Figure II-3. Directions du vent*

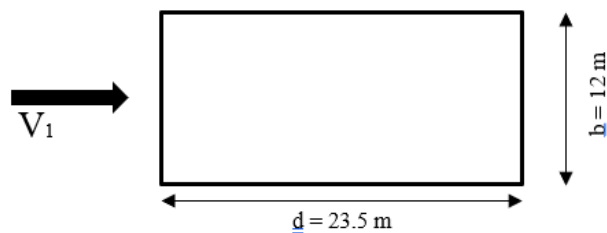
✓ Vent 1 :

- Détermination du coefficient dynamique C<sub>d</sub> :

Vent perpendiculaire au pignon

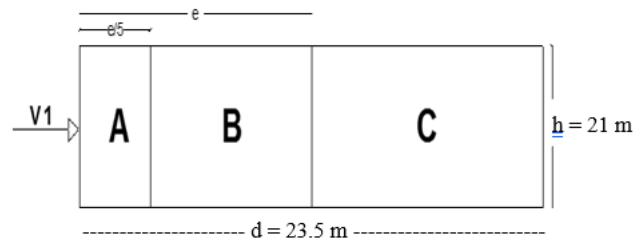
h = 22 m et b = 12 m donne C<sub>d</sub> = 0.93

- Calcul des pressions du vent sur les parois verticales :



$$e = \text{Min}(b, 2h) = \text{Min}(12, 2 \cdot 21) \Rightarrow e = 12 \text{ m}$$

$$d = 23.5 \text{ m} > e = 12 \text{ m}$$



$$S_A = e/5 \times h = 12/5 \times 21 = 50.4 \text{ m}^2$$

$$S_B = (e - e/5) \times h = (12 - 12/5) \times 21 = 100.5 \text{ m}^2$$

$$S_C = (d - e) \times h = (23.5 - 12) \times 21 = 241.5 \text{ m}^2$$

$$S_E = b \times h = 12 \times 21 = 252 \text{ m}^2$$

$$S_D = b \times h = 12 \times 21 = 252 \text{ m}^2$$

• Calculer  $C_{pe}$  :

$$S_A > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe,A} = C_{pe,10} = -1$$

$$S_B > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe,B} = C_{pe,10} = -0,8$$

$$S_C > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe,C} = C_{pe,10} = -0,5$$

$$S_D > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe,D} = C_{pe,10} = +0,8$$

$$S_E > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe,E} = C_{pe,10} = -0,3$$

• Calculer  $C_{pi}$  :

$$\mu_{pv1} = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

- Porte d'entrée = 1.20m × 2.0 m
- Porte de RDC = 2.5m × 3.0 m
- Fenêtre étage = 1.6m × 1.0 m

$$S1 = 8 \times (1 \times 1.6) = 12.8 \text{ m}^2$$

$$S2 = [16 \times (1 \times 1.6) + 4 \times (2.5 \times 3)] \times 2 + 1.6 \times 4 + 2.0 \times 1.20 = 120 \text{ m}^2$$

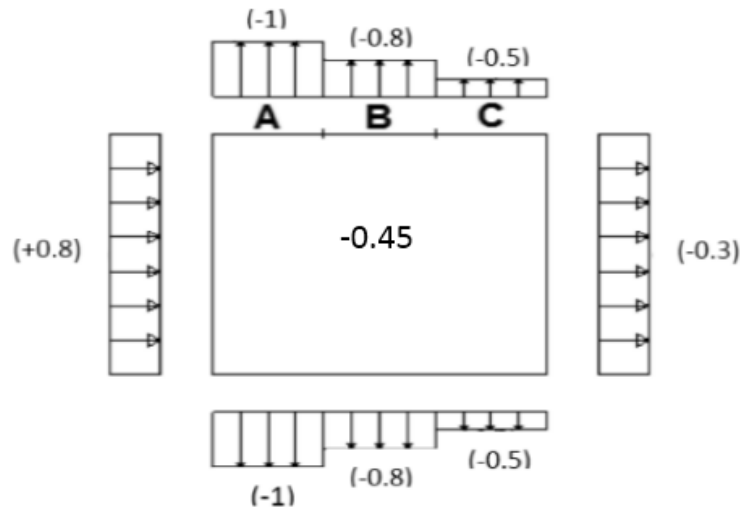
$$\frac{S2}{S1 + S2} = 0.90$$

$$\frac{h}{d} = 0.94$$

$$C_{pi}(0.94) = C_{pi}(0.25) + \frac{0.94 - 0.25}{1 - 0.25} \times (C_{pi}(1) - C_{pi}(0.25)) = -0.45$$

Donc : d'après (RNVA.2013 fig5.14)  $\longrightarrow C_{piv1} = -0.45$





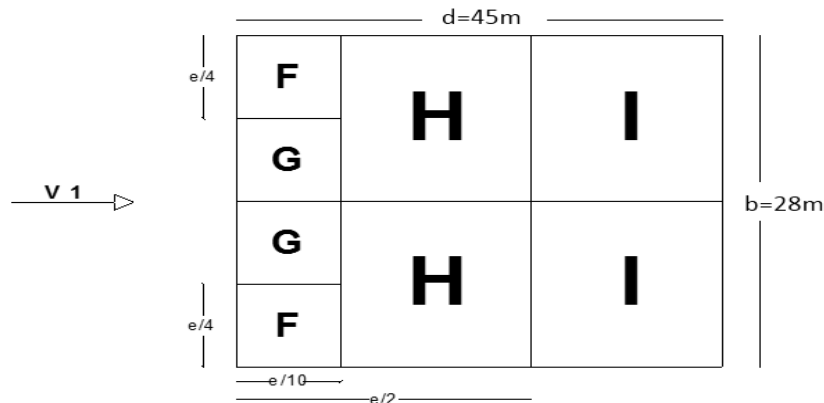
- Résumé des résultats :

Étage	Zone	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W_j$	$q_j(N/m^2)$
<b>RDC</b>	A	0.93	687.30	-1	-0.45	-378.02	-351.56
	B	0.93	687.30	-0.8	-0.45	-240.55	-223.71
	C	0.93	687.30	-0.5	-0.45	-34.37	-31.96
	D	0.93	687.30	+0.8	-0.45	+859.13	+798.99
	E	0.93	687.30	-0.3	-0.45	+103.09	+95.87
<b>1er étage</b>	A	0.93	709.05	-1	-0.45	-389.97	-362.67
	B	0.93	709.05	-0.8	-0.45	-248.17	-230.79
	C	0.93	709.05	-0.5	-0.45	-35.45	-32.96
	D	0.93	709.05	+0.8	-0.45	+886.31	+827.05
	E	0.93	709.05	-0.3	-0.45	+106.35	+98.90
<b>2ème étage</b>	A	0.93	817.80	-1	-0.45	-449.79	-418.30
	B	0.93	817.80	-0.8	-0.45	-286.23	-266.19
	C	0.93	817.80	-0.5	-0.45	-40.89	-38.03
	D	0.93	817.80	+0.8	-0.45	+1022.25	+950.69
	E	0.93	817.80	-0.3	-0.45	+122.67	+114.08
<b>3ème étage</b>	A	0.93	896.10	-1	-0.45	-492.85	-458.35
	B	0.93	896.10	-0.8	-0.45	-313.63	-291.67
	C	0.93	896.10	-0.5	-0.45	-44.80	-41.66
	D	0.93	896.10	+0.8	-0.45	+1120.12	+1041.71
	E	0.93	896.10	-0.3	-0.45	+134.41	125.00
<b>4ème étage</b>	A	0.93	961.35	-1	-0.45	-528.74	-480.36
	B	0.93	961.35	-0.8	-0.45	-336.47	-312.91
	C	0.93	961.35	-0.5	-0.45	-48.06	-44.69
	D	0.93	961.35	+0.8	-0.45	+1201.69	+1117.57
	E	0.93	961.35	-0.3	-0.45	+144.20	+134.11

Tableau II-6. Les pressions du vent 1 sur les parois verticales

- Calcul des pressions du vent sur la toiture :

$V_1$  perpendiculaire au pignon donc  $\phi = 90^\circ$  et  $h = 22$  m



$$e = \text{Min}(b, 2h) = \text{Min}(12, 2 \times 22) \Rightarrow e = 12 \text{ m}$$

$$S_F = e/10 \times e/4 = 12/10 \times 12/4 = 3.6 \text{ m}^2$$

$$S_G = (b/2 - e/4) \times e/10 = (12/2 - 12/4) \times 12/10 = 3.6 \text{ m}^2$$

$$S_H = (e/2 - e/10) \times b/2 = (12/2 - 12/10) \times 12/2 = 28.8 \text{ m}^2$$

$$S_I = (d - e/2) \times b/2 = (45 - 12/2) \times 12/2 = 105 \text{ m}^2$$

- Calculer  $C_{pe}$  :  $\alpha = 9.46^\circ$

$$S_F < 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, F} = C_{pe, 10} = -2.11$$

$$S_G < 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, G} = C_{pe, 10} = -2.0$$

$$S_H > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, H} = C_{pe, 10} = -0.655$$

$$S_I > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, I} = C_{pe, 10} = -0.6$$

- Résumé des résultats :

Etage	Zone	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W_j$	$Q_j \text{ (N/m}^2\text{)}$
Toiture	F	0.93	974.4	-2.11	-0.45	-1802.64	-1504.27
	G	0.93	974.40	-2.0	-0.45	-1023.12	-1404.60
	H	0.93	974.40	-0.655	-0.45	-146.16	-185.77
	I	0.93	974.40	-0.6	-0.45	-48.72	-135.93

Tableau II-7. Les pressions du vent 1 sur la toiture

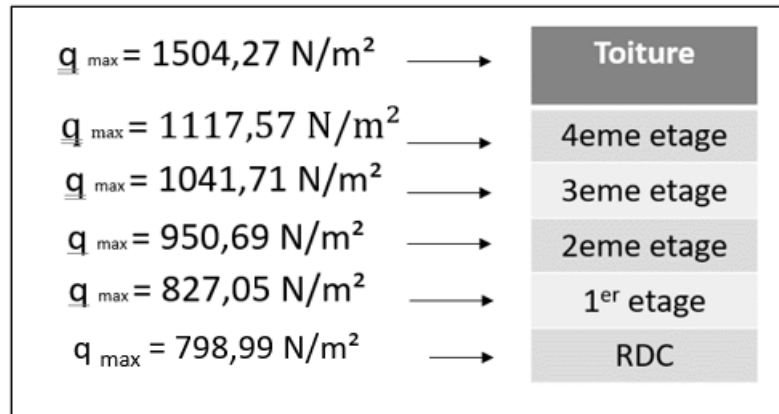


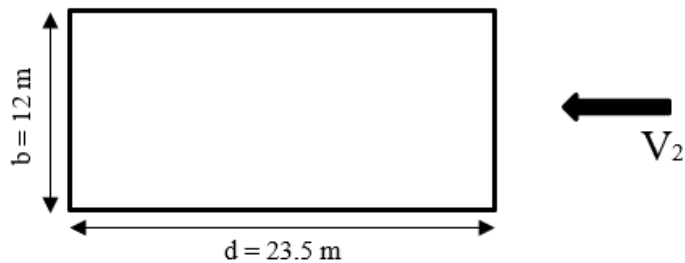
Figure II-4. Les pressions maximales du vent 1 sur le bâtiment

- Vent 2 :
- Détermination du coefficient dynamique  $C_d$  :

Vent perpendiculaire au pignon

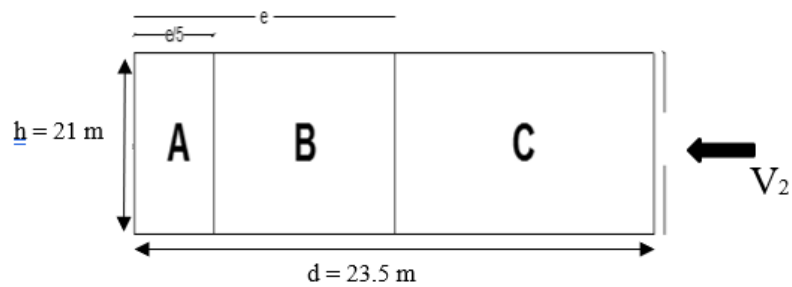
$h = 21 \text{ m}$  et  $b = 12 \text{ m}$  donne  $C_d = 0.93$

✓ Calcul des pressions sur les parois verticales :



$$e = \text{Min}(b, 2h) = \text{Min}(12, 2 \times 21) \Rightarrow e = 12 \text{ m}$$

$$d = 23.5 \text{ m} > e = 12 \text{ m}$$



$$S_A = e/5 \times h = 12/5 \times 21 = 50.4 \text{ m}^2$$

$$S_B = (e - e/5) \times h = (12 - 12/5) \times 21 = 201.6 \text{ m}^2$$

$$S_c = (d - e) \times h = (23.5 - 12) \times 21 = 241.5 \text{ m}^2$$

$$S_E = b \times h = 12 \times 21 = 252 \text{ m}^2$$

$$S_D = b \times h = 12 \times 21 = 252 \text{ m}^2$$

✓ Calculer  $C_{pe}$  :

$$S_A > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{peA} = C_{pe,10} = -1$$

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

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

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

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

✓ Calculer  $C_{pi}$  :

$$\mu_{pv2} = \frac{(\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0)}{(\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures})}$$

Porte d'entrée = 1.20m × 2.0m

Porte de RDC = 2.5m × 3.0m

Fenêtre étage = 1.6m × 1.0m

$$S_1 = 4 \times (1 \times 1.6) + (2 \times 1.20) = 8.8 \text{ m}^2$$

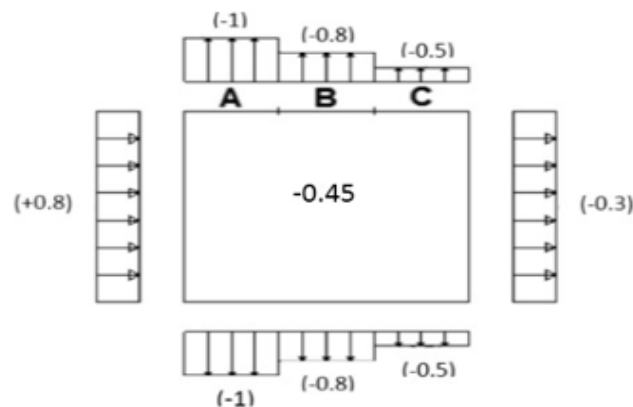
$$S_2 = [16 \times (1 \times 1.6) + 4 \times (2.5 \times 3)] \times 2 + 8 \times 1.6 = 124 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_2}{S_1 + S_2} = 0.93$$

$$\frac{h}{d} = 0.94$$

$$C_{pi}(0.94) = C_{pi}(0.25) + \frac{0.94 - 0.25}{1 - 0.25} \times (C_{pi}(1) - C_{pi}(0.25)) = -0.45$$

Donc d'après (RNVA.2013 fig5.14)  $\longrightarrow C_{piv2} = -0.45$



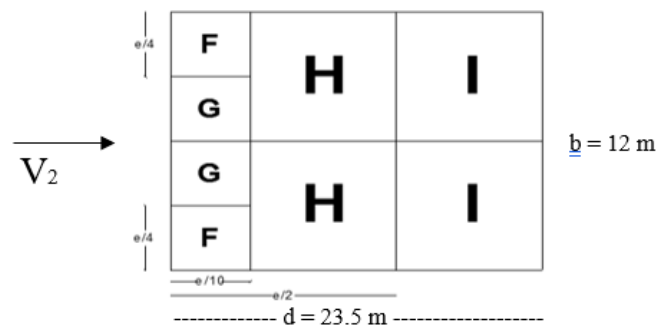
- Résumé des résultats :

Étage	Zone	C <sub>d</sub>	Q <sub>dyn</sub>	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	W <sub>j</sub>	q <sub>j</sub> (N/m <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	A	0.93	687.30	-1	-0.45	-378.02	-351.56
	B	0.93	687.30	-0.8	-0.45	-240.55	-223.71
	C	0.93	687.30	-0.5	-0.45	-34.37	-31.96
	D	0.93	687.30	+0.8	-0.45	+859.13	+798.99
	E	0.93	687.30	-0.3	-0.45	+103.09	+95.87
<b>1er étage</b>	A	0.93	709.05	-1	-0.45	-389.97	-362.67
	B	0.93	709.05	-0.8	-0.45	-248.17	-230.79
	C	0.93	709.05	-0.5	-0.45	-35.45	-32.96
	D	0.93	709.05	+0.8	-0.45	+886.31	+827.05
	E	0.93	709.05	-0.3	-0.45	+106.35	+98.90
<b>2ème étage</b>	A	0.93	817.80	-1	-0.45	-449.79	-418.30
	B	0.93	817.80	-0.8	-0.45	-286.23	-266.19
	C	0.93	817.80	-0.5	-0.45	-40.89	-38.03
	D	0.93	817.80	+0.8	-0.45	+1022.25	+950.69
	E	0.93	817.80	-0.3	-0.45	+122.67	+114.08
<b>3ème étage</b>	A	0.93	896.10	-1	-0.45	-492.85	-458.35
	B	0.93	896.10	-0.8	-0.45	-313.63	-291.67
	C	0.93	896.10	-0.5	-0.45	-44.80	-41.66
	D	0.93	896.10	+0.8	-0.45	+1120.12	+1041.71
	E	0.93	896.10	-0.3	-0.45	+134.41	125.00
<b>4ème étage</b>	A	0.93	961.35	-1	-0.45	-528.74	-480.36
	B	0.93	961.35	-0.8	-0.45	-336.47	-312.91
	C	0.93	961.35	-0.5	-0.45	-48.06	-44.69
	D	0.93	961.35	+0.8	-0.45	+1201.69	+1117.57
	E	0.93	961.35	-0.3	-0.45	+144.20	+134.11

Tableau II-8. Les pressions du vent 2 sur les parois verticales

- ✓ Calcul des pressions sur la toiture :

V<sub>2</sub> perpendiculaire au pignon donc  $\varnothing = 90^\circ$  et h = 22 m



$$e = \text{Min}(b, 2h) = \text{Min}(12, 2 \cdot 22) \Rightarrow e = 12 \text{ m}$$

$$S_F = e/10 \times e/4 = 12/10 \times 12/4 = 3.6 \text{ m}^2$$

$$S_G = (b/2 - e/4) \times e/10 = (12/2 - 12/4) \times 12/10 = 3.6 \text{ m}^2$$

$$S_H = (e/2 - e/10) \times b/2 = (12/2 - 12/10) \times 12/2 = 28.8 \text{ m}^2$$

$$S_I = (d - e/2) \times b/2 = (23.5 - 12/2) \times 12/2 = 105 \text{ m}^2$$

✓ Calculer  $C_{pe}$  :  $\alpha = 18.94^\circ$

$$S_F < 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, F} = C_{pe, 10} = -2.11$$

$$S_G < 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, G} = C_{pe, 10} = -2.0$$

$$S_H > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, H} = C_{pe, 10} = -0.655$$

$$S_I > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, I} = C_{pe, 10} = -0.6$$

• Résumé des résultats :

Etage	Zone	$C_d$	$q_{dyn}$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W_j$	$Q_j \text{ (N/m}^2\text{)}$
Toiture	F	0.93	974.4	-2.11	-0.45	-1802.64	-1504.27
	G	0.93	974.40	-2.0	-0.45	-1023.12	-1404.60
	H	0.93	974.40	-0.655	-0.45	146.16	-185.77
	I	0.93	974.40	-0.6	-0.45	48.72	-135.93

Tableau II-9. Les pressions du vent 2 sur la toiture

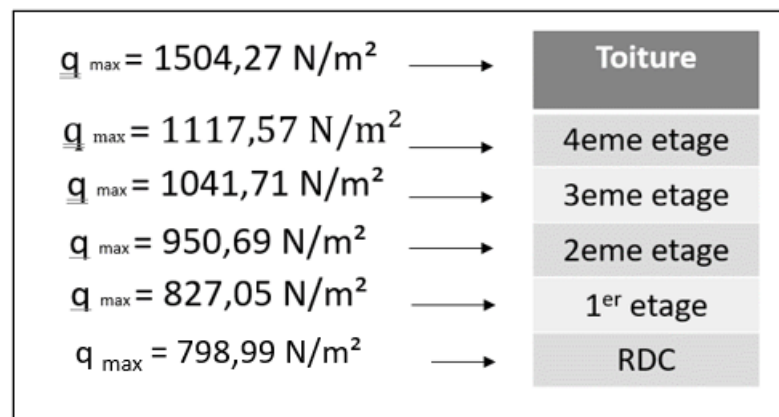


Figure II-5. Les pressions maximales du vent 2 sur le bâtiment

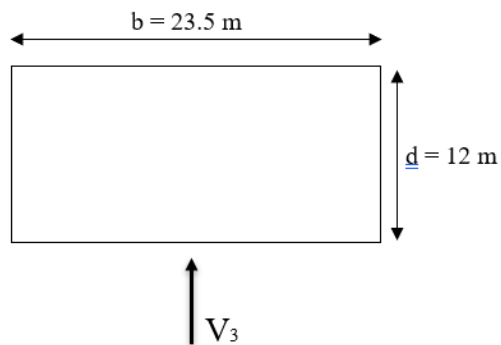
• Vent 3 et Vent 4 :

✓ Détermination du coefficient dynamique  $C_d$  :

Vent perpendiculaire au long-pan :

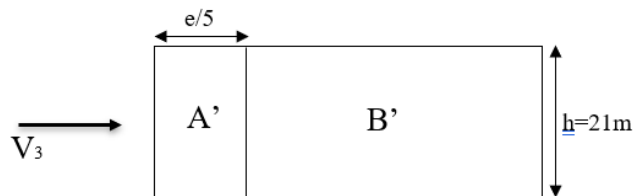
$h = 22 \text{ m}$  et  $b = 23.5 \text{ m}$

✓ Calcul des pressions sur les parois verticales :



$$e = \text{Min}(b, 2h) = \text{Min}(23.5, 2 \times 21) \Rightarrow e = 23.5 \text{ m}$$

$$d = 12 \text{ m} < e = 23.5 \text{ m}$$



$$S_{A'} = e/5 \times h = 23.5/5 \times 21 = 98.7 \text{ m}^2$$

$$S_{B'} = (b - e/5) \times h = (23.5 - 23.5/5) \times 21 = 394.8 \text{ m}^2$$

$$S_E = b \times h = 23.5 \times 21 = 493.5 \text{ m}^2$$

$$S_D = b \times h = 23.5 \times 21 = 493.5 \text{ m}^2$$

✓ Calculer  $C_{pe}$  :

$$S_{A'} > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, A} = C_{pe, 10} = -1$$

$$S_{B'} > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, B} = C_{pe, 10} = -0.8$$

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

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

✓ Calculer  $C_{pi}$  :

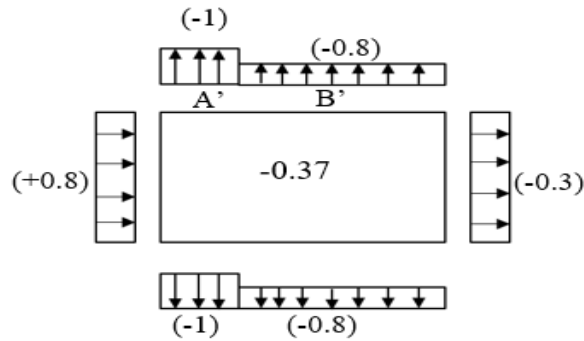
$$\mu_{pv3} = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

$$S_1 = 55.6 \text{ m}^2 \text{ et } S_2 = 81.2 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_1}{S_2} = \frac{81.2}{136.8} = 0.6$$

$$\frac{h}{d} = 1.83$$

Donc : d'après (RNVA.2013 fig5.14)  $\longrightarrow C_{piv3} = -0.37$



✓ Résumé des résultats :

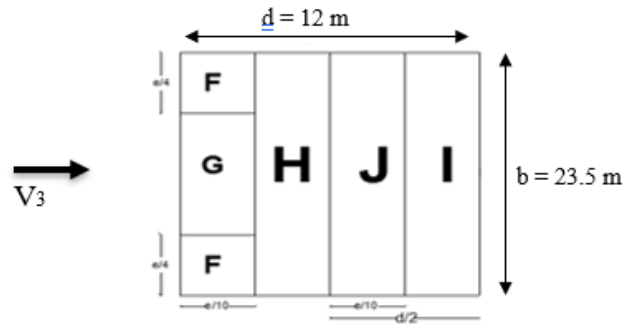
Etage	Zone	Cd	qdyn	Cpe	Cpi	Wj	qj(N/m <sup>2</sup> )
RDC	A'	0.93	687.30	-1	-0.37	-432.99	-402.68
	B'	0.93	687.30	-0.8	-0.37	-295.54	-274.85
	D	0.93	687.30	+0.8	-0.37	804.14	747.85
	E	0.93	687.30	-0.3	-0.37	48.11	44.74
1 <sup>er</sup> étage	A'	0.93	709.05	-1	-0.37	-446.70	-415.43
	B'	0.93	709.05	-0.8	-0.37	-304.89	-283.54
	D	0.93	709.05	+0.8	-0.37	829.58	771.50
	E	0.93	709.05	-0.3	-0.37	49.63	46.15
2 <sup>eme</sup> étage	A'	0.93	817.80	-1	-0.37	-515.21	-479.14
	B'	0.93	817.80	-0.8	-0.37	-351.65	-327.03
	D	0.93	817.80	+0.8	-0.37	956.82	889.84
	E	0.93	817.80	-0.3	-0.37	57.24	53.23
3 <sup>eme</sup> étage	A'	0.93	896.10	-1	-0.37	-564.54	-525.02
	B'	0.93	896.10	-0.8	-0.37	-385.32	-358.34
	D	0.93	896.10	+0.8	-0.37	1048.43	975.03
	E	0.93	896.10	-0.3	-0.37	62.72	58.32
4 <sup>eme</sup> étage	A'	0.93	961.35	-1	-0.37	-605.65	-563.25
	B'	0.93	961.35	-0.8	-0.37	-413.38	-384.44
	D	0.93	961.35	+0.8	-0.37	1124.77	1046.03
	E	0.93	961.35	-0.3	-0.37	67.29	62.57

Tableau II-10. Les pressions du vent 3 sur les parois verticales

✓ Calcul des pressions sur la toiture :

V<sub>3</sub> perpendiculaire au pignon donc  $\phi = 0^\circ$  et h = 22 m





$$e = \text{Min}(b, 2h) = \text{Min}(23.5, 2 \cdot 22) \Rightarrow e = 23.5 \text{ m}$$

$$S_F = e/4 \times e/10 = 23.5/4 \times 23.5/10 = 13.8 \text{ m}^2$$

$$S_G = e/10 \times (b - e/4 - e/4) = 23.5/10 \times (23.5 - 23.5/4 - 23.5/4) = 86.8 \text{ m}^2$$

$$S_H = (d/2 - e/10) \times b = (12/2 - 23.5/10) \times 23.5 = 85.77 \text{ m}^2$$

$$S_J = e/10 \times b = 23.5/10 \times 23.5 = 54.52 \text{ m}^2$$

$$S_I = (d/2 - e/10) \times b = (12/2 - 23.5/10) \times 23.5 = 85.77 \text{ m}^2$$

✓ Calcul  $C_{pe}$  :  $\alpha = 9.46^\circ$

$$S_F > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, F} = C_{pe, 10} = -1.8$$

$$S_G > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, G} = C_{pe, 10} = -1.02$$

$$S_H > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, H} = C_{pe, 10} = -0.46$$

$$S_J > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, J} = C_{pe, 10} = -0.51$$

$$S_I > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe, I} = C_{pe, 10} = -0.06$$

✓ Résumé des résultats :

Etage	Zone	q <sub>dyn</sub>	C <sub>pe</sub>	C <sub>pi</sub>	W <sub>j</sub>	q <sub>j</sub> (N/m <sup>2</sup> )
Toiture	F	974.40	-1.8	-0.37	-1880.60	-1295.85
	G	974.40	-1.02	-0.37	-613.87	-589.02
	H	974.40	-0.46	-0.37	-87.69	-81.55
	J	974.40	-0.51	-0.37	-126.67	-126.86
	I	974.40	-0.06	-0.37	29.23	389.66

Tableau II-11. Les pressions du vent 3 sur la toiture

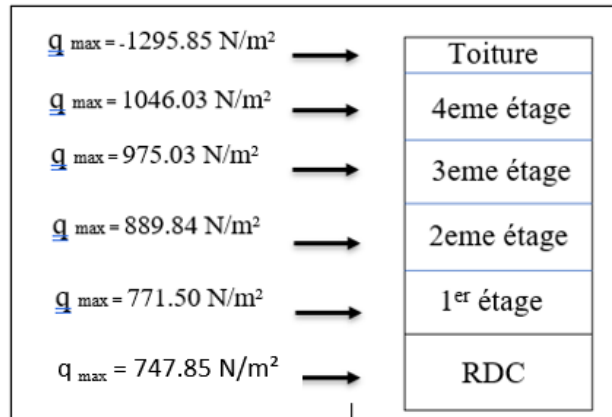


Figure II-6. Les pressions maximales du vent 3 sur le bâtiment

❖ Les valeurs maximales des charges de la neige et du vent sont alors :

Neige =>  $N = 0.263 \text{ kN/m}^2$

$N = 26.3 \text{ daN/m}^2$

Vent :

	Vent 1 (N/m <sup>2</sup> )	Vent 2 (N/m <sup>2</sup> )	Vent 3 (N/m <sup>2</sup> )	Vent 4 (N/m <sup>2</sup> )
<b>Parois</b>	+1504.27	+1504.27	+1046.03	+1046.03
<b>Toiture</b>	+1117.57	+1117.57	-1246.03	-1246.03

Tableau II-12. Les charges maximales du vent

### II.5 Force de frottement :

1) Long-pan ( $V_3$  et  $V_4$ ) :

$$\frac{d}{h} = \frac{12}{22} = 0.55 < 3$$

Donc il n'y a pas lieu de considérer les forces de frottement.

2) Pignon ( $V_1$  et  $V_2$ ) :

$$\frac{d}{h} = \frac{23.5}{22} = 1.07 < 3$$

Donc il n'y a pas lieu de considérer les forces de frottement.

# **Chapitre III : Étude des éléments secondaires**

### III.1. Les pannes :

#### III.1.1 Introduction :

Les pannes de la couverture sont des poutrelles généralement en I, elles sont disposées perpendiculairement aux traverses. Elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet des :

- Charges permanentes (le poids de la couverture et leur poids propre).
- Charges d'entretien.
- Surcharge de la neige.
- Surcharge du vent.

#### III.1.2 Evaluations des charges et surcharges :

##### A. Charge permanentes G :

$G = \text{poids de toiture} + \text{poids propre de panne}$

##### B. Charges d'entretien (P) :

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

##### C. Surcharge de neige (N) :

$N = 26.3 \text{ daN/m}^2$

##### D. Surcharge du vent (V) :

Pour plus de sécurité et pour simplifier les calculs. On prend la valeur maximale du vent sur la toiture (direction du vent 3 et 4)

$V = -124.60 \text{ daN/m}^2$

#### III.1.3. Calcul des pannes :

- Pour les pannes de longueur  $l = 6 \text{ m}$ .

On suppose pour ces pannes des IPE120 disposées avec un entraxe de 1 m.

Profil	Poids	Sections	Caractéristiques						
	PP [daN/m]	A [cm <sup>2</sup> ]	H [mm]	b [mm]	I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>t</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>pl,y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl,z</sub> [cm <sup>3</sup> ]
<b>IPE120</b>	10.4	13.21	120	64	317.8	27.67	1.74	60.73	13.58

*Tableau III-1. Caractéristiques du profilé IPE120*

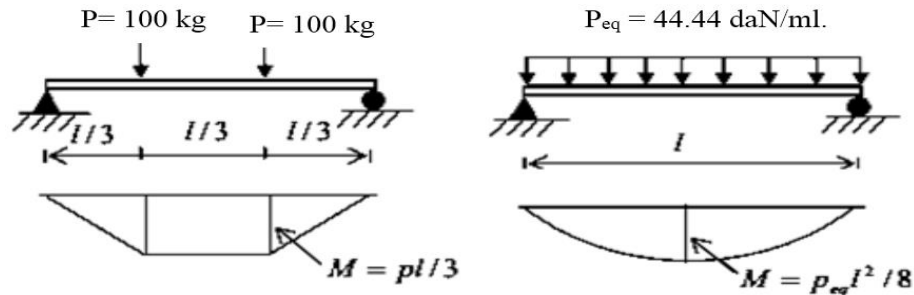
- Charge permanentes G :

$G = (12 \times 1) + 10.4 = 22.4 \text{ daN/ml}$

- **Charges d'entretien (P) :**

La charge uniformément répartie due aux surcharges d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments maximaux du à  $P_{eq}$  et aux charges ponctuelles P.

$$M_{max} = \frac{p \times l}{3} = \frac{P_{eq} \times l^2}{8}; \quad P_{eq} = \frac{8 \times p}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44.44 \text{ daN/ml}$$



*Figure III-1. Répartition des charges ponctuelle sur la portée de la panne*

- **Surcharge de la neige (N) :**

$$N = 26.3 \times 1 = 26.3 \text{ daN/ml}$$

- **Surcharge du vent (V) :**

$$V = -124.60 \text{ daN/m}^2$$

**Combinaison d'actions les plus défavorables :**

$$-Q_{sd1} = 1,35G + 1,5P_{eq} = (1,35 \times 22.4) + (1,5 \times 44.44) = \mathbf{96.9 \text{ daN/ml}}$$

$$-Q_{sd2} = 1,35G + 1,5N = (1,35 \times 22.4) + (1,5 \times 26.3) = \mathbf{69.69 \text{ daN/ml}}$$

$$-Q_{sd3} = G \times \cos(\alpha) - 1,5V = 22.4 \times \cos(9,46^\circ) - 1,5 \times 124.60 = \mathbf{164.74 \text{ daN/ml}}$$

**Calculs des moments max :**

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd1}, Q_{sd2}) = \mathbf{96.9 \text{ daN/ml}}$$

$$Q_{z.sd} = \max(Q_{sd} \times \cos \alpha ; Q_{sd3}) = \max(96.9 \times \cos(9,46^\circ) ; 164.74) = \mathbf{164.74 \text{ daN/ml}}$$

$$Q_{y.sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 96.9 \times \sin(9,46^\circ) = \mathbf{14.35 \text{ daN/ml}}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{164.74 \times 6^2}{8} = \mathbf{741.33 \text{ daN.m}}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times l^2}{8} = \frac{14.35 \times 6^2}{8} = \mathbf{64.58 \text{ daN.m}}$$

➤ **Vérification à la sécurité :**

- **Vérification à l'état limite ultime :**

- **Vérification à la flexion déviée :**

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{pl.z}}\right)^\beta \leq 1$$

Où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes qui prennent les valeurs suivantes :

Pour les sections en I et H :

$$\alpha = 2 \quad \text{et} \quad \beta = 5n \geq 1 \quad \text{avec} : n = \frac{N}{N_{pl}}$$

Dans notre cas l'effort normal  $N=0$ , donc  $\Rightarrow \beta = 1$ .

$$M_{pl,y} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{60.73 \times 23.5}{1} = \mathbf{1427.16 \text{ daN.m}}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{13.58 \times 23.5}{1} = \mathbf{319.13 \text{ daN.m}}$$

$$\left( \frac{M_{y.sd}}{M_{pl,y}} \right)^2 + \left( \frac{M_{z.sd}}{M_{pl,z}} \right)^1 \leq 1$$

$$\left( \frac{741.33}{1427.16} \right)^2 + \left( \frac{64.58}{319.13} \right)^1 = 0.47 \leq 1 \quad \dots \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

○ **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier :

$$V_y \leq V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} \quad \text{et} \quad V_z \leq V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{IPE120 : } A_{vy} = 8.6 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_{vz} = 6.31 \text{ cm}^2$$

$$V_y = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} = \frac{164.74 \times 6}{2} = 494.22 \text{ daN}$$

$$V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} = \frac{6.31 \times 10^2 \times \left( \frac{23.5}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 856.12 \text{ daN}$$

$$494.22 \text{ daN} < 856.12 \text{ daN} \Rightarrow V_y < V_{pl,y} \Rightarrow \mathbf{\text{condition vérifiée}}$$

$$V_z = \frac{Q_{y.sd} \times l}{2} = \frac{14.35 \times 6}{2} = 43.05 \text{ daN}$$

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} = \frac{8.6 \times 10^2 \times \left( \frac{23.5}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 11668.25 \text{ daN}$$

$$43.05 \text{ daN} < 11668.25 \text{ daN} \Rightarrow V_z < V_{pl,z} \Rightarrow \mathbf{\text{condition vérifiée}}$$

● **Vérification à l'état limite de service :**

**Vérification de la flèche :**

$$Q_{sd1} = G + N = 22.4 + 26.3 = 48.7 \text{ daN/m}$$

$$Q_{sd2} = G \times \cos \alpha - V = 22.4 \times \cos(9.46^\circ) - 150.2 = -128.05 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z.sd} = \max(Q_{sd1} \times \cos \alpha ; Q_{sd2}) = \max(48.7 ; 128.05)$$

$$Q_{z.sd} = 128.05 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y.sd} = Q_{sd1} \times \sin \alpha = 48.7 \times \sin(9,46)$$

$$Q_{y.sd} = 7.21 \text{ daN/ml}$$

$$F_z = \frac{5 \times Q_{z.sd} \times L^4}{384 \times E \cdot I_y} = \frac{5 \times 128.05 \times 10^{-3} \times 6000^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 317.8 \times 10^4} = 32.37 \text{ mm}$$

$$f_{admissible} = \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$$

$f_z > f_{admissible} \dots$  **Condition non vérifiée**

Cette fois la flèche est trop grande donc on prévoit des mettre en place des suspentes.

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

$$f_z = \frac{2.05 \times Q_{z.sd} \times L^4}{384 \times E \cdot I_y} = \frac{2.05 \times 128.05 \times 10^{-3} \times 6000^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 317.8 \times 10^4} = 13.87 \text{ mm}$$

$$f_{admissible} = \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$$

$f_z < f_{admissible} \dots$  **Condition vérifiée**

$$f_y = \frac{5 \times Q_{y.sd} \times L^4}{384 \times E \cdot I_z} = \frac{5 \times 7.21 \times 10^{-3} \times 6000^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 27.67 \times 10^4} = 20.94 \text{ mm}$$

$$f_{admissible} = \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$$

$f_y < f_{admissible} \dots$  **Condition vérifiée**

○ **Vérification au déversement :**

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G_c \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$G_c = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^4}{2(1+0.3)} = 8.08 \times 10^4 \text{ MPa.}$$

Soit alors  $G/E = 1/2.6$

Et :  $C_1 = 1.13$

$$M_{cr} = 1.13 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^6 \times 27.67}{600^2} \times \sqrt{\frac{1.98 \times 10^3}{27.67} + \frac{600^2 \times 1 \times 1.74}{3.14^2 \times 2.6 \times 27.67}}$$

$$M_{cr} = 55563.24 \text{ daN.cm}$$

G : module d'élasticité transversale

$\nu = 0.3$  : coefficient de poisson

E = 210000 MPa : module d'élasticité longitudinal.

$I_t$  : moment d'inertie de torsion.

$I_w$  : moment d'inertie de gauchissement.

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

$C_1 = 1.13 \dots \dots \dots$  (**Tableau F.1.2 EC03**).

L = longueur de maintien latéral L= 6 m.

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 60.73 \times 2350}{55563.24}} = 1.60 > 0.4 \text{ (il ya risque de déversement)}$$

On doit alors vérifier que :

$$\frac{M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times w_{pl.y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{M_{z.sd}}{w_{pl.z} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

$\chi_{LT} = 1.520$  (courbe « a » tableau de coefficient  $\chi_{LT}$  en fonction de la courbe)

Avec la nouvelle valeur de  $M_{z.sd}$  :  $M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times l^2}{8} = \frac{7.21 \times 6^2}{8} = 32.45 \text{ daN.m}$

$$\frac{915.53 \times 100}{1.520 \times 60.73 \times \frac{2350}{1.1}} + \frac{32.45 \times 100}{13.58 \times \frac{2350}{1.1}} = 0.58 \leq 1 \text{ ... condition vérifiée}$$

**Donc la section IPE140 est adéquate.**

Pour les autres pannes de portées 5 m et 3.5 m, on adopte la même section du profilé que celles calculées précédemment. De la sorte leurs sections sont vérifiées aussi bien pour la résistance que pour la flèche. Et ça contribuera à plus de facilité lors de leur montage.

## III.2. L'échantignolle :

### III.2.1. Introduction :

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

### III.2.2. Calcul de l'échantignolle :

a. Calcul des charges revenant à l'échantignolle :

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

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

IPE140 : h=14cm et b=7.3cm.

$$7.3\text{cm} \leq t \leq 10.95\text{cm} \longrightarrow t = 9\text{cm.}$$



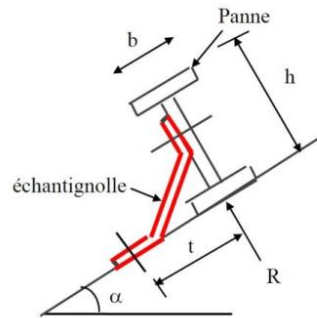


Figure III.2. Liaison panne-traverse par l'échantignolle

- Effort de soulèvement max **R** :

$$Q_z = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = 200.74 \text{ daN/ml.}$$

- Echantignolle de rive :

- ✓ Pour  $l=6\text{m}$

$$R = \frac{Q_z \times l}{2} = \frac{200.74 \times 6}{2} = 602.22 \text{ daN.}$$

- ✓ Echantignolle intermédiaire :

$$2R = 2 \times 602.22 = 1204.44 \text{ daN.}$$

- b. Calcul de moment du renversement :

$$M_r = 2R \times t = 10839.96 \text{ daN.cm.}$$

- c. Dimensionnement de l'échantignolle :

Flexion simple :

$$M_r \leq M_{el. Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{el} \geq \frac{M_r \times \gamma_{m0}}{f_y} \quad W_{el} \geq \frac{10839.44 \times 1}{2350} = 4.61 \text{ cm}^3$$

$$W_{el} = \frac{b \times e^2}{f_y} \longrightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times w_{el}}{b}}$$

Travers HEA500  $\longrightarrow b=30\text{cm}$ ,

$$e > 0.92 \text{ cm} = 9.20 \text{ mm}$$

Donc l'épaisseur de l'échantignolle : **e= 10 mm**

- ✓ Pour  $l=5\text{m}$

$$R = \frac{Q_z \times l}{2} = \frac{200.74 \times 5}{2} = 501.85 \text{ daN.}$$

- ✓ Echantignolle intermédiaire :

$$2R = 2 \times 501.85 = 1003.70 \text{ daN.}$$

**d. Calcul de moment du renversement :**

$$M_r = 2R \times t = 9033.30 \text{ daN.cm.}$$

**e. Dimensionnement de l'échantignolle :**

Flexion simple :

$$M_r \leq M_{el.rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{el} \geq \frac{M_r \times \gamma_{m0}}{f_y} \quad W_{el} \geq \frac{9033.30 \times 1}{2350} = 3.84 \text{ cm}^3$$

$$W_{el} = \frac{b \times e^2}{f_y} \longrightarrow e \geq \sqrt{\frac{5 \times W_{el}}{b}}$$

Travers HEA500  $\longrightarrow$   $b = 30 \text{ cm}$ ,

$$e > 0.90 \text{ cm} = 9.0 \text{ mm}$$

Donc l'épaisseur de l'échantignolle :  **$e = 10 \text{ mm}$**

✓ **Pour  $l = 3.5 \text{ m}$**

$$R = \frac{Q_z \times l}{2} = \frac{200.74 \times 3.5}{2} = 351.30 \text{ daN.}$$

✓ **Echantignolle intermédiaire :**

$$2R = 2 \times 351.30 = 702.60 \text{ daN.}$$

**f. Calcul de moment du renversement :**

$$M_r = 2R \times t = 6323.40 \text{ daN.cm.}$$

**g. Dimensionnement de l'échantignolle :**

Flexion simple :

$$M_r \leq M_{el.rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{el} \geq \frac{M_r \times \gamma_{m0}}{f_y} \quad W_{el} \geq \frac{6323.40 \times 1}{2350} = 2.69 \text{ cm}^3$$

$$W_{el} = \frac{b \times e^2}{f_y} \longrightarrow e \geq \sqrt{\frac{3.5 \times W_{el}}{b}}$$

Travers HEA500  $\longrightarrow$   $b = 30 \text{ cm}$ ,

$$e > 0.63 \text{ cm} = 6.3 \text{ mm}$$

Donc l'épaisseur de l'échantignolle :  **$e = 7 \text{ mm}$**

### III.3. Lisses de bardage :

#### III.3.1. Introduction :

Les lisses de bardages sont des éléments secondaires destinées à reprendre les sollicitations dues au vent. Elles sont généralement des profilés en (I, U), elles sont prévues sur le pignon et le long-pan pour permettre la fixation et le support du matériau de bardage.

Elles sont simplement appuyées sur les poteaux du long-pan et sur les potelets suivant le pignon, Elles peuvent aussi comporter des suspentes à mi- portée dans le plan (z-z) pour minimiser leurs déformations.

#### III.3.2. Lisse de bardage du long-pan droit et gauche :

- Pour les lisses de longueur de  $l = 5\text{m}$ .

On suppose un IPE120

Profil	Poids	Sections	Caractéristiques						
	PP [daN/m]	A [cm <sup>2</sup> ]	H [mm]	b [mm]	I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>t</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>pl.y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl.z</sub> [cm <sup>3</sup> ]
<b>IPE120</b>	10.4	13.21	120	64	317.8	27.67	1.74	60.73	13.58

*Tableau III. 2. Caractéristiques du profilé IPE 120*

##### a. Evaluation des charges et surcharges :

- Charges permanentes (G) :

$$G = PP_{\text{bardage}} + PP_{\text{IPE}} = (11.8 \times 1) + 10.4 = 22.2 \text{ daN/ml}$$

- Surcharge climatiques (V) :

$$V = 150.4 \times 1 = 150.4 \text{ daN/ml}$$

##### b. Combinaison de charge la plus défavorable :

$$q = 1.35G + 1.5V$$

##### c. Condition de résistances :

La lisse travaille à la flexion déviée (dans les deux plans) et la formule de vérification est donnée comme suit :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl.y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl.z}}\right)^\beta \leq 1$$

Où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes qui nous placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

Pour les sections en I et H :

$$\alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n \geq 1. \quad \text{Avec : } n = \frac{N}{N_{pl}}$$

Dans notre cas l'effort normal  $N=0$  donc  $\beta = 1$

$M_y$  : moment ultime de flexion par rapport à l'axe y-y

$M_z$  : moment ultime de flexion par rapport à l'axe z-z

$M_{pl,y}$  : moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe y-y

$M_{pl,z}$  : moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe z-z

### Vérification :

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{60.73 \times 23.5}{1} = 1427.16 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{13.58 \times 23.5}{1} = 319.13 \text{ daN.m}$$

$$M_y = \frac{1.5V \times l^2}{8} = \frac{1.5 \times 150.4 \times 5^2}{8} = 705 \text{ daN.m}$$

$$M_z = \frac{1.35G \times l^2}{8} = \frac{1.35 \times 22.2 \times 5^2}{8} = 93.65 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1 \Rightarrow \left(\frac{705}{1427.16}\right)^2 + \left(\frac{93.68}{319.13}\right)^1 = 0.54 \leq 1 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### d. Condition de la flèche :

#### Flèche suivant l'axe y-y :

$$f = \frac{5 \times V \times L^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{5 \times 150.4 \times 10^{-2} \times 5000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 317.8 \times 10^4} = 18.34 \text{ mm}$$

$$f_{admissible} = \frac{1}{200} = \frac{5000}{200} = 25 \text{ mm}$$

}  $\longrightarrow 18.34 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition}$

#### Flèche suivant l'axe Z-Z :

$$f = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{5 \times 22.2 \times 10^{-2} \times 5000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 27.67 \times 10^4} = 31.09 \text{ mm}$$

$$\longrightarrow 31.09 \text{ mm} \geq f_{admissible} = 25 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Cette fois la flèche est trop grande donc on prévoit des mettre en place des suspentes.

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

$$f = \frac{2.05 \times G \times (L)^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{2.05 \times 22.2 \times 10^{-2} \times 2500^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 27.67 \times 10^4} = 12.74 \text{ mm}$$

$$f_{admissible} = \frac{1}{200} = \frac{5000}{200} = 25 \text{ mm}$$

}  $\longrightarrow 12.74 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

### e. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :  $V_y \leq V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}}$  et  $V_z \leq V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}}$

**IPE120** :  $A_{vy} = 8.6 \text{ cm}^2$  et  $A_{vz} = 6.31 \text{ cm}^2$

$$V_y = \frac{1.35 \times G \times l}{2} = \frac{1.35 \times 22.2 \times 5}{2} = 74.93 \text{ daN}$$

$$V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = \frac{8.6 \times 10^2 \times \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 11668 \text{ daN}$$

$74.93 \text{ daN} < 11668 \text{ daN} \Rightarrow V_y < V_{pl,y} \Rightarrow$  **condition vérifiée**

$$V_z = \frac{1.5 \times V \times l}{2} = \frac{1.5 \times 150.4 \times 5}{2} = 564 \text{ daN}$$

$$V_{pl,z} = \frac{A_{yz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{mo}} = \frac{6.31 \times 10^2 \times \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 8561 \text{ daN}$$

$564 \text{ daN} < 8561 \text{ daN} \Rightarrow V_z < V_{pl,z} \Rightarrow$  **condition vérifiée**

**La section IPE120 est adéquate.**

### III.3.3. Lisse de bardage au long-pan gauche :

- Pour les lisses de longueur de  $l=3.5\text{m}$ .

On suppose un IPE100

Profile	Poids PP [daN/m]	Sections A [cm <sup>2</sup> ]	Caractéristiques						
			h [mm]	b [mm]	I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>t</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>pl,y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl,z</sub> [cm <sup>3</sup> ]
<b>IPE100</b>	8.1	10.32	100	55	171.0	15.92	1.2	39.41	9.15

*Tableau III-3. Caractéristiques du profilé IPE100*

#### a. Evaluation des charges et surcharges :

- Charges permanentes (G) :

$$G = PP_{\text{bardage}} + PP_{\text{IPE}} = (11.8 \times 1) + 8.1 = 19.9 \text{ daN/ml}$$

- Surcharge climatiques (V) :

$$V = 150.4 \times 1 = 150.4 \text{ daN/ml}$$

#### b. Combinaison de charge la plus défavorable :

$$q = 1.35G + 1.5V$$

#### c. Condition de résistances :

La lisse travaille à la flexion double (dans les deux plans) et la formule de vérification est donnée comme suit :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1$$

Où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent les valeurs suivantes :

Pour les sections n I et H :  $\alpha = 2$  et  $\beta = 5n \geq 1$ . Avec :  $n = \frac{N}{N_{pl}}$

Dans notre cas l'effort normal  $N=0$  donc  $\beta = 1$

#### Vérification :

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times F_y}{\gamma_{mo}} = \frac{39.41 \times 23.5}{1} = 926.14 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{9.15 \times 23.5}{1} = 215.03 \text{ daN.m}$$

$$M_y = \frac{1.5V \times l^2}{8} = \frac{1.5 \times 150.4 \times 3.5^2}{8} = 345.45 \text{ daN.m}$$

$$M_z = \frac{1.35G \times l^2}{8} = \frac{1.35 \times 19.9 \times 3.5^2}{8} = 41.14 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1 \Rightarrow \left(\frac{345.45}{926.14}\right)^2 + \left(\frac{41.14}{215.03}\right)^1 = 0.33 \leq 1 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### d. Condition de la flèche :

##### Flèche suivant l'axe y-y :

$$\delta = \frac{5 \times V \times L^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{5 \times 150.4 \times 10^{-2} \times 3500^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 171 \times 10^4} = 8.18 \text{ mm}$$

$$\delta_{admicible} = \frac{l}{200} = \frac{3500}{200} = 17.5 \text{ mm}$$

8.18 mm ≤ 17.5 mm ⇒ **condition vérifiée**

##### Flèche suivant l'axe Z-Z :

$$\delta = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{5 \times 19.9 \times 10^{-2} \times 3500^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 15.92 \times 10^4} = 11.63 \text{ mm}$$

11.63 mm < δ<sub>admicible</sub> = 17.5 mm ⇒ **condition vérifiée**

#### e. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :  $V_y \leq V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}}$  et  $V_z \leq V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}}$

**IPE120** :  $A_{vy} = 8.6 \text{ cm}^2$  et  $A_{vz} = 6.31 \text{ cm}^2$

$$V_y = \frac{1.35 \times G \times l}{2} = \frac{1.35 \times 19.9 \times 3.5}{2} = 47.01 \text{ daN}$$

$$V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = \frac{8.6 \times 10^2 \times \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 11668 \text{ daN}$$

47.01 daN < 11668 daN ⇒  $V_y < V_{pl,y}$  ⇒ **condition vérifiée**

$$V_z = \frac{1.5 \times V \times l}{2} = \frac{1.5 \times 150.4 \times 3.5}{2} = 394.8 \text{ daN}$$

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = \frac{6.31 \times 10^2 \times \left(\frac{23.5}{\sqrt{3}}\right)}{1} = 8561 \text{ daN}$$

394.80 daN < 8561 daN ⇒  $V_z < V_{pl,z}$  ⇒ **condition vérifiée**

**La section IPE120 est adéquate.**

### III.3.4. Lisses de bardage du pignon avant :

- Pour les lisses de longueur  $l=6 \text{ m}$ .

On suppose un IPE140

Profil	Poids	Sections	Caractéristiques						
	PP [daN/m]	A [cm <sup>2</sup> ]	h [mm]	b [mm]	I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>t</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>pl,y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl,z</sub> [cm <sup>3</sup> ]
<b>IPE140</b>	12.9	16.43	140	73	541.2	44.92	2.45	88.34	19.25

*Tableau III-4. Caractéristiques du profilé IPE140*

### III.3.4.1. Evaluation des charges et surcharges :

- Charges permanentes (G) :

$$G = PP_{\text{bardage}} + PP_{\text{IPE}} = (11.8 \times 1) + 12.9 = 24.7 \text{ daN/ml}$$

- Surcharge climatiques (V) :

$$V = 150.43 \times 1 = 150.43 \text{ daN/ml}$$

### III.3.4.2. Combinaison de charge la plus défavorable :

$$q = 1.35G + 1.5V$$

### III.3.4.3. Condition de résistances :

La lisse travaille à la flexion déviée (dans les deux plans) et la formule de vérification est donnée comme suit :  $\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1$

Ou  $\alpha$  et  $\beta$  sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent les valeurs suivantes :

$$\text{Pour les sections en I et H : } \alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n \geq 1. \quad \text{Avec : } n = \frac{N}{N_{pl}}$$

Dans notre cas l'effort normal  $N=0$  donc  $\beta = 1$

### Vérification :

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{88.34 \times 23.5}{1} = 2075.99 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{19.25 \times 23.5}{1} = 452.38 \text{ daN.m}$$

$$M_y = \frac{1.5V \times l^2}{8} = \frac{1.5 \times 111.76 \times 6^2}{8} = 754.38 \text{ daN.m}$$

$$M_z = \frac{1.35G \times l^2}{8} = \frac{1.35 \times 24.7 \times 6^2}{8} = 150.05 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl,y}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl,z}}\right)^\beta \leq 1 \Rightarrow \left(\frac{754.38}{2075.99}\right)^2 + \left(\frac{150.05}{452.38}\right)^1 = 0.46 \leq 1 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### III.3.4.4 Condition de la flèche :

Flèche suivant l'axe y-y :

$$f = \frac{5 \times V \times L^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{5 \times 83.26 \times 10^{-2} \times 6000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 541.2 \times 10^4} = 16.59 \text{ mm}$$

$$f_{\text{admissible}} = \frac{1}{200} = \frac{6000}{200} = 40 \text{ mm}$$

}  $\longrightarrow 16.59 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \Rightarrow$  **condition vérifiée**

Flèche suivant l'axe Z-Z :

$$f = \frac{5 \times G \times L^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{5 \times 24.7 \times 10^{-2} \times 6000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 44.92 \times 10^4} = 44.19 \text{ mm}$$

$\longrightarrow 44.19 \text{ mm} \geq f_{\text{admissible}} = 30 \text{ mm} \Rightarrow$  **condition non vérifiée**

Cette fois la flèche est trop grande donc on prévoit des suspentes.

Les résultats de la nouvelle vérification sont donnés comme suit :

$$f = \frac{2.05 \times G \times (l)^4}{384 \times E \cdot I} = \frac{2.05 \times 24.7 \times 10^{-2} \times 6000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 44.92 \times 10^4} = 18.11 \text{ mm}$$

$$f_{\text{admissible}} = \frac{1}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$$

}  $\longrightarrow 18.11 \text{ mm} \leq 30 \text{ mm} \Rightarrow$  **condition**

### III.3.4.5. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :  $V_y \leq V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}}$  et  $V_z \leq V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}}$

**IPE140** :  $A_{vy} = 10.07 \text{ cm}^2$  et  $A_{vz} = 7.64 \text{ cm}^2$

$$V_y = \frac{1.35 \times G \times l}{2} = \frac{1.35 \times 24.7 \times 6}{2} = 100.04 \text{ daN}$$

$$V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}} = \frac{10.07 \times 10^2 \times (\frac{23.5}{\sqrt{3}})}{1} = 13663 \text{ daN}$$

$100.04 \text{ daN} < 13663 \text{ daN} \Rightarrow V_y < V_{pl,y} \Rightarrow$  **condition vérifiée**

$$V_z = \frac{1.5 \times V \times l}{2} = \frac{1.5 \times 111.76 \times 6}{2} = 502.92 \text{ daN}$$

$$V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times (\frac{f_y}{\sqrt{3}})}{\gamma_{m0}} = \frac{7.64 \times 10^2 \times (\frac{23.5}{\sqrt{3}})}{1} = 10366 \text{ daN}$$

$502.92 \text{ daN} < 10366 \text{ daN} \Rightarrow V_z < V_{pl,z} \Rightarrow$  **condition vérifiée**

**La section IPE140 est adéquate.**



**Conclusion :**

On obtient les profilés suivants :

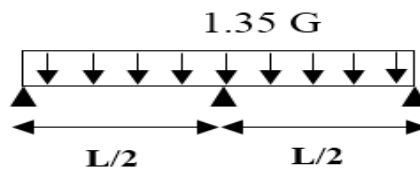
Face	Long pan droite	Long pan gauche	Pignon avant	Pignon arrière
Type de profilés	IPE100	IPE100	IPE140	IPE140

Tableau III-5. Les différents profilés adaptés pour les lisses

**III.3.5. Calcul des suspentes :**

- Calcul de l'effort dans la suspente :

On calcule dans le cas le plus défavorable donc on calcule pour les lisses de 8m de longueur



$$q_{uy} = 1.25 (1.35 \times 24.7) = 41.68 \text{ daN/ml}$$

$$R = 41.68 \times 4 = 166.72 \text{ daN}$$

$$T_1 = \frac{R}{2} = 83.36 \text{ daN}$$

$$T_2 = T_1 + R = 83.36 + 166.72 = 250.08 \text{ daN}$$

$$T_3 = T_2 + R = 250.08 + 166.72 = 416.80 \text{ daN}$$

$$T_4 = T_3 + R = 416.80 + 166.72 = 583.52 \text{ daN}$$

$$T_5 = \frac{T_4}{2 \cdot \sin(15.59)} = \frac{583.52}{2 \cdot \sin(15.59)} = 1085.61 \text{ daN}$$

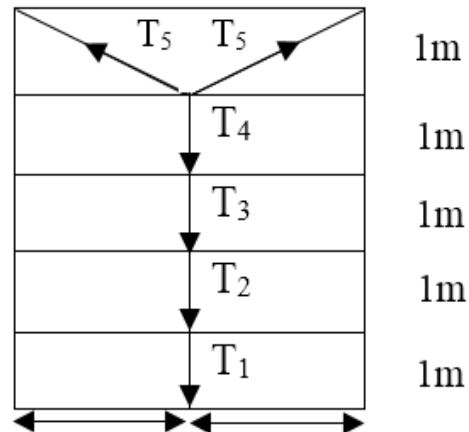


Figure III.3. Schémas de suspentes

Calcul de la section :

$$N_{ts} \leq N_{pl}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{ts} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1085.61 \times 1}{23.5} = 46.19 \text{ mm}^2$$

Soit alors des barres Ø8

**III.4. Les potelets :**

**III.4.1. Introduction :**

Ce sont des éléments secondaires prévus sur le pignon pour réduire la portée entre les poteaux et diminuer ainsi la longueur des lisses de bardage. Ils sont sollicités en flexion composée :

- ✓ Une flexion sous l'action du vent sur les parois du pignon,

### III.4.2 Évaluation des charges et surcharges :

- Charges permanentes (G) :

$$G = PP_{\text{potelet}} + PP_{\text{lisses}} + PP_{\text{bardage}}$$

- Surcharges climatiques : (dans le plan de l'âme).

$$V = \text{surcharge du vent.}$$

- Combinaisons de charges :

$$q = 1.35G + 1.5V$$

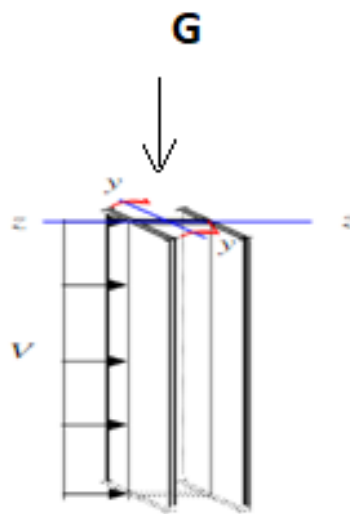


Figure III.4. Schéma statique du potelet

### III.4.3. Potelets du pignon avant :

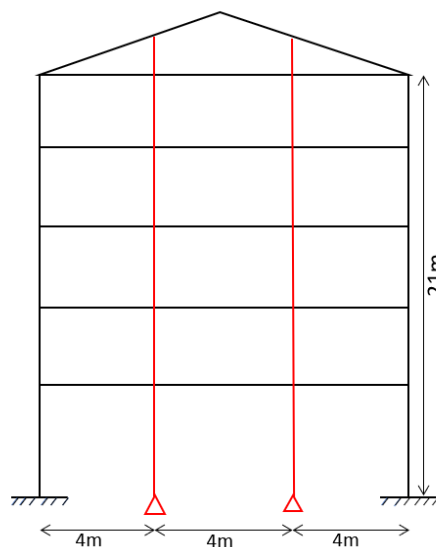


Figure III.5. Disposition des potelets

- **Principe de dimensionnement :**

Pour les éléments comprimés et fléchis, très élancés, on les dimensionne souvent sous la condition de la flèche.

- **Condition de flèche :**

La vérification de la flèche se fait sous le vent (non pondéré).

- **La flèche autour de l'axe y-y :**

$$f = \frac{5 \times V \times L^4}{384 \times E \cdot I_y} \leq \frac{L}{200} \quad \text{avec : } L = \text{longueur du potelet chargé}$$

$$V = 150.43 \times 4 = 601.72 \text{ daN/ml.}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times V \times L^4 \times 200}{384 \times E} = \frac{5 \times 601.72 \times 10^{-2} \times 500^4 \times 200}{384 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 932.73 \text{ cm}^4.$$

On prend un profilé HEB220

Profil	Poids PP [daN/m]	Sections A [cm <sup>2</sup> ]	Caractéristiques							i <sub>y</sub> [cm]	i <sub>z</sub> [cm]
			h [mm]	b [mm]	I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>t</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>pl.y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl.z</sub> [cm <sup>3</sup> ]		
HEB220	71.5	91.0	220	220	8091	2843	76.57	827.0	393.9	9.43	5.59

*Tableau III. 6. Caractéristiques du profilé HEB220*

**Vérification à la sécurité :**

$$\text{On doit vérifier que : } \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{sd}}{\chi_{min} \times W_{pl.y} \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

- **Calcul de N<sub>sd</sub> et M<sub>sd</sub> :**

$$N_{sd} = 1.35 [\text{PP}_{\text{potelet}} + n \text{PP}_{\text{lisse}} + \text{PP}_{\text{bardage}}]$$

$$N_{sd} = 1.35 \times [(71.5 \times 5) + 5(12.9 \times 4) + (11.8 \times 4 \times 5)] = 1146.82 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = \frac{1.5V \times L^2}{8} = \frac{1.5 \times 601.72 \times 5^2}{8} = 2820.56 \text{ daN.m}$$

- **Vérification de la résistance au flambement :**

a. Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis :

$$\overline{\lambda}_{max} = \frac{\lambda_{max}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}; \text{ Avec : } \beta_A = 1 \text{ pour les sections de classe 1 ; 2 ; 3.}$$

$$\lambda_1 = \pi \left[ \frac{E}{F_y} \right]^{0.5} \rightarrow \lambda_1 = 3.14 \times \left[ \frac{21 \times 10^4}{235} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\lambda_{Max} = \max[\lambda_y, \lambda_z]$$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{500}{9.43} = 53.02 \quad ; \quad \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{500}{5.59} = 89.44$$

Alors :  $\lambda_{\max} = 89.44$

$$\Rightarrow \overline{\lambda}_{\max} = \frac{89.44}{93.9} \sqrt{1} = 0.95 > 0.2$$

- **Calcul de coefficient de réduction  $\chi_{\min}$  :**

HEB 220 → (tableau III.7, courbe de flambement b) →  $\chi_{\min} = 0.2007$  (par interpolation entre  $\overline{\lambda} = 2$  et  $\overline{\lambda} = 2.1$ )

$\overline{\lambda}$	$\chi$ pour courbe de flambement :				
	a <sub>0</sub>	a	b	c	d
0.2	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.3	0.9859	0.9775	0.9641	0.9491	0.9235
0.4	0.9701	0.9528	0.9261	0.8973	0.8504
0.5	0.9513	0.9243	0.8842	0.8430	0.7793
0.6	0.9276	0.8900	0.8371	0.7854	0.7100
0.7	0.8961	0.8477	0.7837	0.7247	0.6431
0.8	0.8533	0.7957	0.7245	0.6622	0.5797
0.9	0.7961	0.7339	0.6612	0.5998	0.5208
1.0	0.7253	0.6656	0.5970	0.5399	0.4671
1.1	0.6482	0.5960	0.5352	0.4842	0.4189
1.2	0.5732	0.5300	0.4781	0.4338	0.3762
1.3	0.5053	0.4703	0.4269	0.3888	0.3385
1.4	0.4461	0.4179	0.3817	0.3492	0.3055
1.5	0.3953	0.3724	0.3422	0.3145	0.2766
1.6	0.3520	0.3332	0.3079	0.2842	0.2512
1.7	0.3150	0.2994	0.2781	0.2577	0.2289
1.8	0.2833	0.2702	0.2521	0.2345	0.2093
1.9	0.2559	0.2449	0.2294	0.2141	0.1920
2.0	0.2323	0.2229	0.2095	0.1962	0.1766
2.1	0.2117	0.2036	0.1920	0.1803	0.1630
2.2	0.1937	0.1867	0.1765	0.1662	0.1508
2.3	0.1779	0.1717	0.1628	0.1537	0.1399
2.4	0.1639	0.1585	0.1506	0.1425	0.1302
2.5	0.1515	0.1467	0.1397	0.1325	0.1214
2.6	0.1404	0.1362	0.1299	0.1234	0.1134
2.7	0.1305	0.1267	0.1211	0.1153	0.1062
2.8	0.1216	0.1182	0.1132	0.1079	0.0997
2.9	0.1136	0.1105	0.1060	0.1012	0.0937
3.0	0.1063	0.1036	0.0994	0.0951	0.0882

*Tableau III-7. Coefficient  $\chi_{\min}$  en fonction de la courbe*

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} = \frac{1146.82}{0.2007 \times 9100 \times \frac{2350}{1.1}} = 0.0003 \leq 0.1$$

- **Vérification de la résistance au déversement :**

On doit vérifier :  $\lambda_{LT} \leq 0.4$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G_c \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$G_c = \frac{E}{2(1+0.3)} = 8.08 \times 10^2 \text{ MPa}; \quad C_1 = 1.13$$

$$M_{cr} = 1.13 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 2843 \times 10^4}{5000^2} \times \sqrt{\frac{1130.15 \times 10^9}{2843 \times 10^4} + \frac{5000^2 \times 8.08 \times 10^4 \times 76.57 \times 10^4}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 2843 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 93031949 \text{ daN.mm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 827 \times 10^3 \times 23.5}{93031949}} = 0.46 > 0.4 \quad \text{il y'a pas risque de déversement}$$

$$\chi_{LT} = 0.9243 \rightarrow \text{tableau III.12 : courbe « a »}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{sd}}{\chi_{min} \times W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

- **Vérification à la sécurité :**

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times f_y}$$

$$\text{Avec : } \beta_{MLT} = 1.3$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \overline{\lambda_{max}} \times \beta_{MLT} - 0.15 = (0.15 \times 0.98 \times 1.3) - 0.15 = 0.041$$

$$\text{Donc : } K_{LT} = 1 - \frac{0.041 \times 1146.82}{0.2007 \times 9100 \times 23.5} = 0.99$$

$$\frac{1146.82}{0.2007 \times 9100 \times 23.5 / 1.1} + \frac{0.99 \times 2820.56}{0.2007 \times 827 \times 23.5 / 1.1} = 0.82 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc ce potelet résiste au déversement

### III.5. Etude du plancher mixte :

#### III.5.1. Introduction :

Dans le monde de la construction, l'association de l'acier et du béton est la combinaison la plus fréquemment utilisée. Bien que de natures différentes, ces deux matériaux peuvent être complémentaires :

- Le béton résiste en compression et l'acier en traction ;
- Rapidité de pose ;
- Les éléments métalliques sont relativement élancés et sujets au voilement ;
- Le béton peut empêcher ce voilement ;
- Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation thermique aux températures élevées (augmentation de la résistance au feu) ;

Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique, il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle. C'est le rôle des connecteurs.

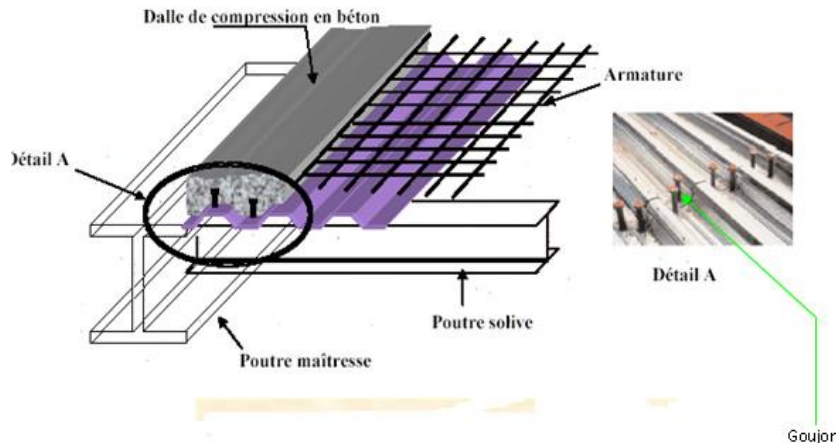


Figure III-6. Plancher mixte collaborant (acier-béton)

**III.5.2. Calcul des solives (poutrelles en acier) :**

• **Introduction :**

Les solives sont des poutrelles qui travaillent à la flexion simple, leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par l'équation suivante :

$$0,7m \leq L \leq 1,50m$$

On prend : entre-axe : e=1m

Portée de la solive : L= 6m

$$G_{\text{plancher}} = 360.81 \times 1 = 360.81 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 250 \times 1 = 250 \text{ daN/ml}$$

**Combinaison à l'état limite de service :**

$$q_s = G+Q = 360.81 + 250 = 610.81 \text{ daN/ml}$$

$$\text{La flèche : } \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_s \times L^4 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 610.81 \times 10^4 \times 6000^4 \times 250}{384 \times 21 \times 10^4} \times 10^{-4}$$

$$I_y \geq 12271 \text{ cm}^4$$

On prend IPE220

Profil	Poids	Sections	Caractéristiques								
	PP [daN/m]		A [cm <sup>2</sup> ]	h [mm]	b [mm]	I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>t</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>pl,y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl,z</sub> [cm <sup>3</sup> ]	i <sub>y</sub> [cm]
<b>IPE220</b>	26.2	33.37	220	110	2772	204.9	9.07	285.4	58.11	9.11	2.48

Tableau III. 8. Caractéristiques du profilé IPE220

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{250} \quad ; \text{ Avec : } q = 710.81 + 26.2 = 737.01 \text{ daN/ml}$$

$$\frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 737.01 \times 10^4 \times 6000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 2772 \times 10^4} = 21.37 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

21.37 mm < 24 mm (Condition est vérifiée)

- **Vérification de la résistance :**

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{737.01 \times 6^2}{8} = 3316.54 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{285.4 \times 23.5}{1.1} = 6097.18 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,y}$  (Condition est vérifiée)

- **Conclusion :** la section IPE220 est adéquate.

### III.5.3. Calcul du plancher mixte :

- **Largeur participante de la dalle**

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i\right); L_0 = 0.8L = 0.8 \times 6 = 4.8 \text{ m}; b_i = b_{e1} = b_{e2} = 1 \text{ m}$$

$$b_{ei} = \min\left(\frac{4.8}{8}; 1\right) = 0.6 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0.6 + 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

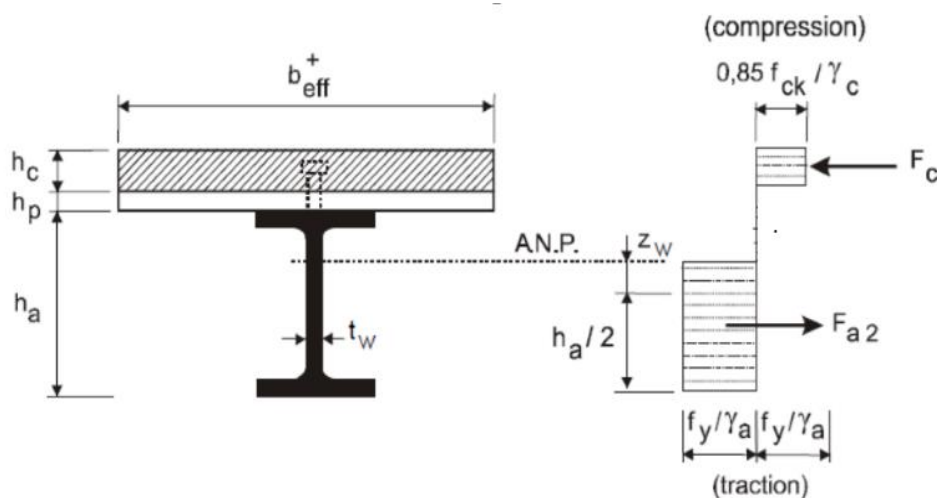


Figure III-7. Contraintes dans le plancher mixte

- **Calcul des sollicitations**

IPE200 (entre axe =1m)

- **Charge permanents (G) :**

$G = PP_{\text{de la dalle}} + PP_{\text{de la solive}}$

$$G = (360.81 \times 1) + 26.2 = 387.01 \text{ daN/ml.}$$

- **Charge d'exploitation (Q) :**

$$Q = 350 \times 1 = 350 \text{ daN/ml}$$

- **Combinaison de charge :**

$$q = 1.35G + 1.5Q \longrightarrow q = 1047.46 \text{ daN/ml}$$

- **Calcul de moment max ( $M_{Ed}$ ) :**

$$M_{Ed} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1047.46 \times 6^2}{8} = 4713.57 \text{ daN.m}$$

- **Air de la section homogénéisée :**

$$A_h = A_a + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \longrightarrow A_h = 33.37 + \frac{120 \times 9}{15} = 105.37 \text{ cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre (égalité des moments statiques) :**

$$Z_a = \frac{h_a}{2} + h_p + h_c = \frac{22}{2} + 4 + 9 = 24 \text{ cm}$$

$$Z = \frac{A_a \times Z_a + \frac{b_{eff} \times h_c^2}{2n}}{A_h} \longrightarrow Z = \frac{33.37 \times 24 + \frac{120 \times 9^2}{2 \times 15}}{105.37} \longrightarrow Z = 10.68 \text{ cm}$$

$Z < h_c + h_p$  (l'axe neutre coupant dans la dalle)

- **Moment d'inertie de flexion :**

$$I_h = I_a + A_a (Z_a - Z)^2 + \frac{b_{eff} \times Z^3}{3n} = 2772 + 33.37 (24 - 10.68)^2 + \frac{120 \times 10.68^3}{3 \times 15}$$

$$I_h = 11941 \text{ cm}^4$$

- **Vérification des contraintes normales maximales de flexion :**

- **Contrainte dans la dalle en béton :**

$$\sigma_c = \frac{-M_{Ed} \times Z}{n \times I_h} \leq f_{cd}$$

$$f_{cd} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \frac{4713.57 \times 10^4 \times 105.37}{15 \times 11941 \times 10^4} = 2.77 \text{ MPa} < 14.16 \text{ MPa} \text{ [Condition vérifiée]}$$



$$\sigma_t = \frac{4713.57 \times 10^4 \times 23.5}{15 \times 11941 \times 10^4} = 0.62 < f_t = 0.06f_{cd} + 0.6 = 1.45 \text{ MPa} \text{ [Condition vérifiée]}$$

- **Contrainte dans la semelle supérieure en acier :**

$$\sigma_{a(\text{sup})} = \frac{M_{Ed} \times (h_c + h_p - z)}{I_h} \leq f_y$$

$$\sigma_{a(\text{sup})} = \frac{4713.57 \times 10^4 \times (90 + 40 - 105.37)}{11941 \times 10^4} \leq f_y$$

$$\sigma_{a(\text{sup})} = 9.72 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \text{ [Condition vérifiée]}$$

- **Contrainte dans la semelle inférieure en acier :**

$$\sigma_{a(\text{inf})} = \frac{M_{Ed} \times (h_c + h_p + h_a - z)}{I_h} \leq f_y$$

$$\sigma_{a(\text{inf})} = \frac{4713.57 \times 10^4 \times (90 + 40 + 220 - 105.37)}{11941 \times 10^4} \leq f_y$$

$$\sigma_{a(\text{inf})} = 96.56 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \text{ [Condition vérifiée]}$$

- **Vérification de la résistance au cisaillement :**

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{1047.46 \times 6}{2} = 3139.41 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \times \frac{f_y}{\sqrt{3}} \times \frac{1}{\gamma_a} = 15.88 \times 10^2 \times \frac{23.5}{\sqrt{3}} \times \frac{1}{1} = 21545.6 \text{ daN}$$

$$V_{sd} < V_{pl,rd} \text{ [Condition est vérifiée]}$$

- **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche se fait par les combinaisons de charge et surcharge de service (non pondérées).

$$q_s = G + Q = 387.01 + 350 = 737.01 \text{ daN/ml}$$

$$\sigma = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 737.01 \times 10^{-2} \times 6000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 2772 \times 10^4} = 21.36 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\text{admissible}} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$\sigma < \sigma_{\text{admissible}} \text{ [Condition est vérifiée]}$$

- **Conclusion :** Le profilé IPE220 est adéquat.

## III.6. Etude des escaliers :

### III.6.1. Introduction :

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents niveaux d'une construction.

Pour notre bâtiment, on va utiliser un seul type d'escalier en construction métallique constitué d'un palier de repos et de deux volée (figure III.8), les marches sont en tôle, revêtues avec du béton et carrelage.

### III.6.2. Conception :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur s'appelle l'embranchement et la largeur des marches s'appelle le giron ( $g$ ) ; et la hauteur des marches ( $h$ ) s'appelle contre marche.



*Figure III-8. Escalier métallique*

### III.6.3. Evaluation des charges :

	Volée	Palier
Charge permanente	101 daN/m <sup>2</sup>	285.81 daN/m <sup>2</sup>
Surcharge d'exploitation	250 daN/m <sup>2</sup>	

*Tableau III-9. Evaluation des charges et surcharges (palier + volée)*

### III.6.4. Dimensions des escaliers :

RDC :

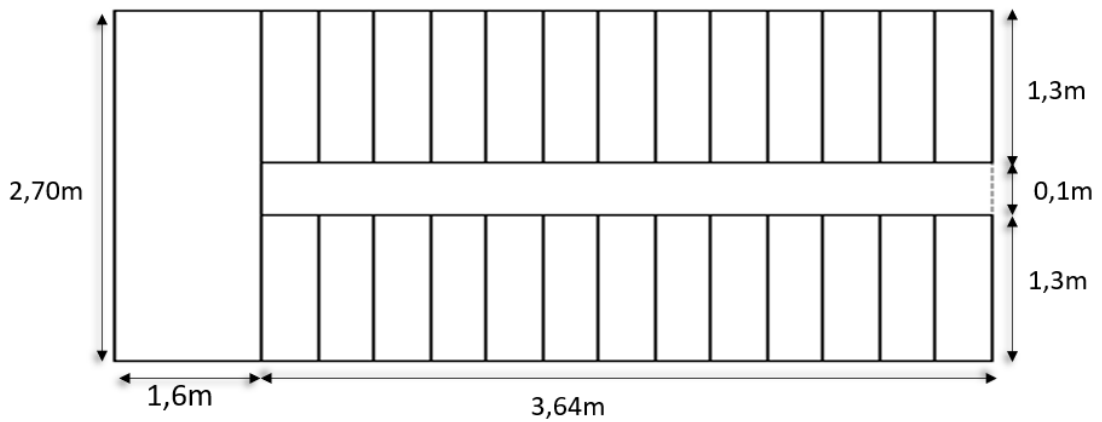


Figure III-9. Modèle d'escalier RDC

Étage :

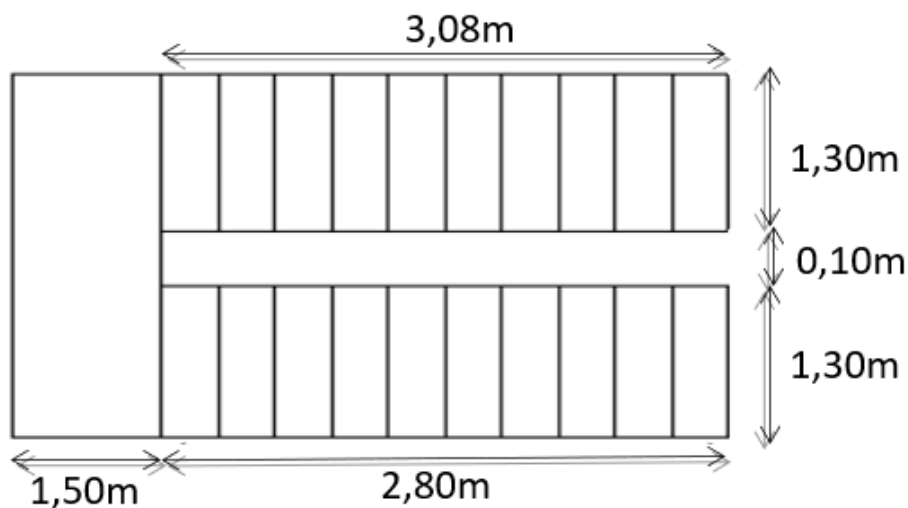


Figure III-10. Modèle d'escalier étage

- **Calcul pour étage :**

- Nombre des marches :**

D'après la formule de BLONDEL, on obtient :

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

$$g = 28\text{cm}$$

$$15.5\text{cm} < h < 19\text{cm}$$

**On prend : 18 contre marche avec : h=18cm**

4 contre marche avec : **h=19cm**

La hauteur d'étage :  $h_e = 4\text{m}$

Nombre de marche :  $n=22$

**Volée 1** : 11 contre marche et 10 marche

**Volée 2** : 11 contre marche et 10 marches

**b. Inclinaison du limon :**

**Volée 1 :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{H'}{L'} \text{ avec : } H' = (9 \times 18) + (2 \times 19) = 200\text{cm}$$

$$L' = (11-1) \times 28 = 280 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = 0.68 \longrightarrow \alpha = 34.21^\circ$$

**Volée 2 :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{H'}{L'} \text{ avec : } H' = (9 \times 18) + (2 \times 19) = 200 \text{ cm}$$

$$L' = (11-1) \times 28 = 280 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = 0.68 \longrightarrow \alpha = 34.21^\circ$$

**c. Longueur du limon :**

**Volée 1 :**

$$L = \frac{200}{\sin \alpha} = 3.90 \text{ m}$$

**Volée 2 :**

$$L = \frac{200}{\sin \alpha} = 3.90 \text{ m}$$

On va calculer les marches, limon, poutre palière pour le cas le plus défavorable, qui est celui du RDC.

✓ **Calcul pour RDC :**

**a. Nombre des marches :**

D'après la formule de BLONDEL on obtient :

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

$$g = 28 \text{ cm}$$

$$15.5\text{cm} < h < 19\text{cm}$$

**On prend** : 24 contre marche avec : **h=18cm**

4 contre marche avec : **h=17cm**

La hauteur de RDC :  $h_e = 5\text{m}$

Nombre de marche :  $n=26$

**14** contre marche dans chaque volée  $\longrightarrow n = (14-1) = 13$  marches dans chaque volée.

**b. Inclinaison du limon :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{H'}{L'} \text{ avec : } H' = (12 \times 18) + (2 \times 17) = 250\text{cm}$$

$$L' = (14-1) \times 28 = 364\text{cm}$$

$$\text{tg } \alpha = 0.69 \longrightarrow \alpha = 34.60^\circ$$

**c. Longueur du limon :**

$$L = \frac{250}{\sin \alpha} = 4.40 \text{ m}$$

**d. Condition de flèche :**

$$G = 101 \text{ daN/m}^2$$

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

$$q = (G+Q) \times g = (101+250) \times 0.3 = 105.3 \text{ daN/ml}$$

$$\delta = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$I \geq \frac{5 \times q \times L^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 105.3 \times 10^{-2} \times 1300^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^4} \times 10^{-4}$$

$$I \geq 3.58 \text{ cm}^4$$

**Choix :** L40×40×4

Profil	Poids		Caractéristiques				
	PP [daN/m]	$I_y$ [cm <sup>4</sup> ]	$i_y$	$W_{el.y}$ [cm <sup>3</sup> ]	$I_z$ [cm <sup>4</sup> ]	$i_z$	$W_{el.z}$ [cm <sup>3</sup> ]
<b>L40×40×4</b>	2.42	4.47	1.21	1.55	4.47	1.21	1.55

*Tableau III-10. Caractéristiques de profilé L40×40×4*

**e. Vérification de la flèche :**

$$\delta = \frac{5 \times (q_{ser} + PP) \times L^4}{384 \times E \cdot I_y} = \frac{5 \times (105.3 + 2.42) \times 10^{-2} \times 1200^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 4.47 \times 10^4} = 3.28 \text{ mm} \leq \frac{1200}{250} = 4.8 \text{ mm}$$

**f. Vérification de la résistance :**

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

$$q = 1.35 [(101 \times 0.3) + 2.42] + 1.5 (250 \times 0.3)$$

$$q = 156.67 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y.sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{156.67 \times 1.3^2}{8} = 33.09 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1.55 \times 23.5}{1.1} = 33.11 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y}} = \frac{33.09}{33.11} = 0.99 < 1 \text{ (condition vérifiée)}$$

**III.6.5. Calcul du limon :**

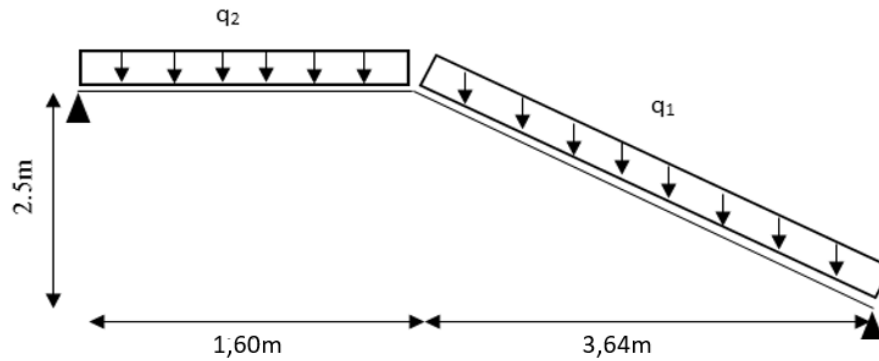


Figure III-11. Charges sur les escaliers

**A l'état service :**

$$\text{Volée : } q_1 = \frac{1.3}{2} (101 + 250) = 228.15 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_2 = \frac{1.3}{2} (285.81 + 250) = 348.28 \text{ daN/ml}$$

**La charge équivalente :**

$$P_{eq} = \frac{(q_1 \times 3.64) + (q_2 \times 1.6)}{(3.64 + 1.6)} = 238.27 \text{ daN/ml}$$

**Condition de la flèche :**

$$\sigma = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$I_y > \frac{5 \times q \times L^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 238.27 \times 10^{-2} \times 6010^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^4} \times 10^{-4}$$

$$I_y > 801.77 \text{ cm}^4$$

**On prend : UPN160**

Profil	Poids		Caractéristiques				
	PP [daN/m]	I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	i <sub>y</sub>	W <sub>pl,y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ]	i <sub>z</sub>	W <sub>pl,z</sub> [cm <sup>3</sup> ]
<b>UPN160</b>	18.85	925	6.21	138	85.3	1.89	35.2

Tableau III-11. Caractéristiques de profilé UPN160

**Vérification de la flèche :**

$$f = \frac{5 \times (q_{ser} + PP) \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times (238.27 + 18.85) \times 10^{-2} \times 6010^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 925 \times 10^4}$$

$$f = 22.49 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 24.12 \text{ mm}$$

**Vérification de résistance :**

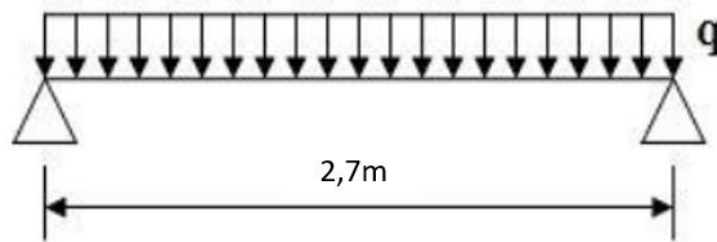
$$M_{y.sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{238.27 \times 6.01^2}{8} = 1075.79 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.y} = \frac{w_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{138 \times 23.5}{1.1} = 2948.18 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y}} = \frac{1075.79}{2948.18} = 0.36 < 1 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

**Le profilée UPN160 est adéquat pour limon.**

### III.6.6. Calcul de la poutre palière :



*Figure III-12. Schéma statique de la poutre palière*

$$q_u = 1.35 \times (G \times \frac{2.7}{2}) + 1.5 \times (Q \times \frac{2.7}{2}) = 1.35 \times (285.81 \times \frac{2.7}{2}) + 1.5 \times (250 \times \frac{2.7}{2})$$

$$q_u = 1027.14 \text{ daN/ml}$$

$$q_s = (G \times \frac{2.7}{2}) + (Q \times \frac{2.7}{2}) = (285.81 \times \frac{2.7}{2}) + (250 \times \frac{2.7}{2})$$

$$q_s = 723.34 \text{ daN/ml}$$

**d. Condition de la flèche :**

$$\delta = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times L^3 \times 250}{384 \times E} = \frac{5 \times 723.34 \times 10^{-2} \times 2700^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^4} \times 10^{-4}$$

$$I_y \geq 220.69 \text{ cm}^4$$

On suppose un IPE120

Profil	Poids	Sections	Caractéristiques						
	PP [daN/m]	A [cm <sup>2</sup> ]	h [mm]	b [mm]	I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ]	I <sub>t</sub> [cm <sup>4</sup> ]	W <sub>pl.y</sub> [cm <sup>3</sup> ]	W <sub>pl.z</sub> [cm <sup>3</sup> ]
<b>IPE120</b>	10.4	13.21	120	64	317.8	27.67	1.74	60.73	13.58

**Tableau III-12.** Caractéristiques du profilé IPE120

**e. Vérification de la flèche :**

$$\delta = \frac{5 \times (q_s + pp) \times L^4}{384 \times E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$\delta = \frac{5 \times (723.34 + 10.4) \times 10^{-2} \times 2700^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 317.8 \times 10^4} = 7.60 \text{ mm}$$

$$\delta_{ad} = \frac{2700}{250} = 10.8 \text{ mm}$$

$\delta < \delta_{ad}$  (condition vérifiée)

**f. Vérification de la résistance :**

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} \leq 1$$

$$M_{y.sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1027.14 \times 2.7^2}{8} = 935.98 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.y.Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{60.73 \times 23.5}{1} = 1427.15 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{pl.y.rd}} = \frac{935.98}{1427.15} = 0.65 < 1$$

**Le profilé IPE120 est adéquat pour la poutre palière.**

**g. Conclusion :**

Les sections adoptées pour les différents éléments de l'escalier sont :

Marche	Limon	Poutre palière
L40×40×4	UPN160	IPE120

**Tableau III-13.** Les différents profilés adaptés pour les éléments de l'escalier



# **Chapitre IV : Calcul des contreventements**

## IV.1 Introduction :

Les contreventements sont des pièces 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, effet de séismes, chocs etc. ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et en façade « palées de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués.

## IV.2. Types de contreventements :

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

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture (fig. IV.1). 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.

### IV.2.2. Contreventement de façades : (palée de stabilité)

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

### IV.2.3. Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse (ferme) du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

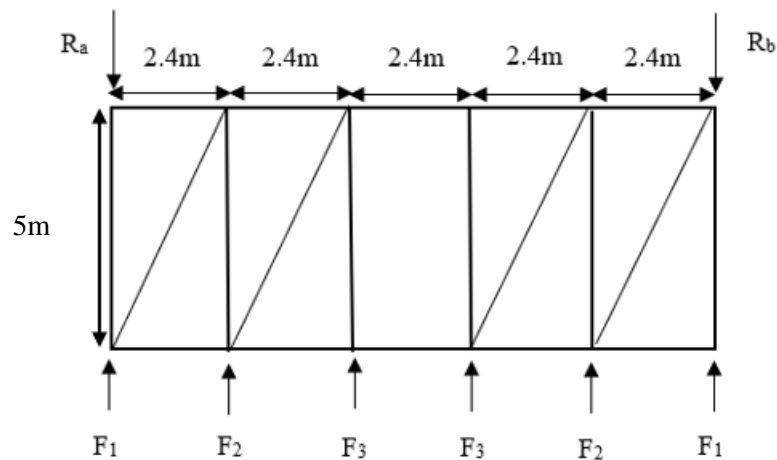
La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, aux potelets puis à la traverse du portique, cette dernière n'est pas rigide transversalement, il est nécessaire de la stabiliser en construisant un dispositif dans le plan de la toiture. La poutre contreventée sera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

## IV.3. Etude de contreventement horizontal :



Figure IV-1. La vue en plan de la poutre au vent

### IV.3.1. Evaluation des efforts horizontaux sur le pignon avant :



**Figure IV-2.** Schéma statique de la poutre au vent de pignon avant

On a :

$$F_i = 1.5 \left[ (V \times s_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right]$$

V : Charge du vent sur le pignon avec :  $V = 150.43 \text{ daN/m}^2$

$F_{fr}$  : Force de frottement pour la direction de vent  $V_1$  avec :

$$F_{fr} = C_{fr} \times qp(Z_e) \times A_{fr}$$

$A_{fr}$  : est l'aire de la surface extérieure parallèle au vent, (Cf. tableau 2.9)

$C_{fr}$  : est le coefficient de frottement (Cf. tableau 2.8) = 0.01

$$F_{fr} = 431.35 \text{ daN}$$

n : Nombre de nœuds dans la poutre au vent avec :  $N = 6 \text{ nœuds}$

S : Surface d'application des efforts horizontaux

$$S_1 = \left[ \left( 4 - \frac{4.2}{2} \right) \times 2.4 \right] + \left[ (4.4 - 4) \times \frac{2.4}{2} \right] = 5.0 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \left[ \left( 4.4 - \frac{4.6}{2} \right) \times 2.4 \right] + \left[ (4.8 - 4.4) \times \frac{2.4}{2} \right] = 5.52 \text{ m}^2$$

$$S_3 = \left[ \left( 4.8 - \frac{5}{2} \right) \times 2.4 \right] + \left[ (5 - 4.8) \times \frac{2.4}{2} \right] = 5.74 \text{ m}^2$$

Les résultats de  $F_i$  sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	1	2	3
V (daN/m <sup>2</sup> )	150.43		
F <sub>fr</sub> (daN)	431.35		
S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	5.0	5.52	5.74
F <sub>i</sub> (daN)	1183.5	1261.72	1294.82

**Tableau IV-1.** Les valeurs des forces horizontales dans le pignon avant

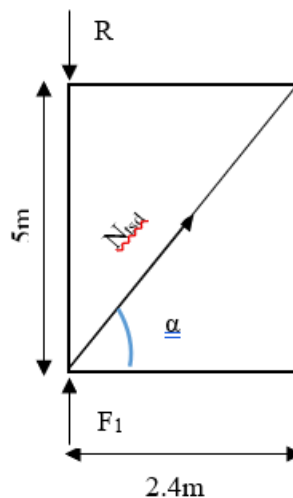
- **Les réactions d'appuis :**

$$R = R_a = R_b = \sum \frac{F_i}{2} = F_1 + F_2 + \frac{F_3}{2} = 1183.5 + 1261.72 + \frac{1294.82}{2}$$

$$R = 3092.63 \text{ daN}$$

- **Dimensionnement de la diagonale :**

Dans ce genre de système, seules les diagonales tendues sont prises en compte dans le calcul. Il suffit d'étudier la diagonale la plus sollicitée en traction, celle proche à l'appui. Le calcul des diagonales comprimées est négligé, d'où on aura à étudier le schéma statique représenté dans la figure suivante.



**Figure IV-3.** Schéma statique d'une partie de la poutre au vent de pignon avant

$$\alpha = \text{artg} \left( \frac{5}{2.4} \right) \longrightarrow \alpha = 71.51^\circ$$

$$\sum F_v = F_1 - R + N_{tsd} \times \sin \alpha$$

$$N_{tsd} = \frac{R - F_1}{\sin \alpha} = 2117.67 \text{ daN}$$

- **Calcul de la section brute :**

$$N_{tsd} \leq N_{pl. Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{\left( \frac{N_{tsd}}{2} \right) \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{\left( \frac{2117.67}{2} \right) \times 1.1}{23.5} = 49.56 \text{ mm}^2$$

$A = 0.50 \text{ cm}^2$

Soit deux cornières : L15×15×2 ( $A=0.57 \text{ cm}^2$ ) assemblées par des boulons Ø8

• **Vérification de la section :**

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{sd} \leq N_{u, Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

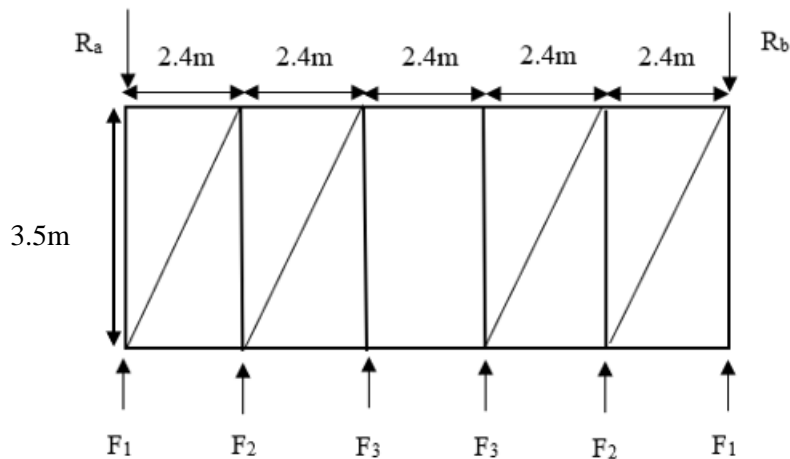
Section nette :  $A_{net} = A - (e \times d) = 0.57 - (0.15 \times 0.8) = 0.45 \text{ cm}^2$

$$N_{u, Rd} = \frac{0.9 \times 0.45 \times 36}{1.25} = 1166.40 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2117.67 / 2 = 1058.84 \text{ daN}$$

$N_{sd} = 1058.84 \text{ daN} < N_{u, Rd} = 1166.40 \text{ daN}$  (condition vérifiée)

**IV.3.2. Evaluation des efforts horizontaux sur le pignon arrière :**



*Figure IV-4. Schéma statique de la poutre au vent de pignon arrière*

On a :

$$F_i = 1.5 \left[ (V \times s_i) + \frac{F_{fr}}{n} \right]$$

V : Charge du vent 2 sur le pignon avec :

$$V = 150.43 \text{ daN/m}^2$$

Les résultats de  $F_i$  sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	1	2	4
V (daN/m <sup>2</sup> )	150.43		
F <sub>fr</sub> (daN)	431.35		
S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	5.0	5.52	5.74
F <sub>i</sub> (daN)	1183.5	1261.72	1294.82

*Tableau IV-2. Les valeurs des forces horizontales dans le pignon arrière*

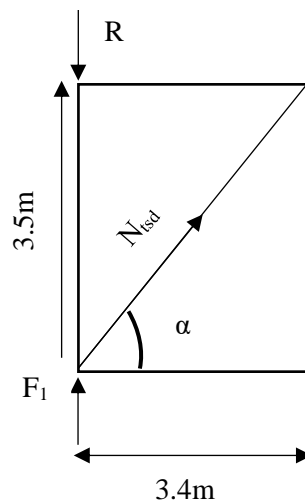
- **Les réactions d'appuis :**

$$R = R_a = R_b = \sum \frac{F_i}{2} = F_1 + F_2 + \frac{F_3}{2} = 1183.5 + 1261.72 + \frac{1294.82}{2}$$

$$R = 3092.63 \text{ daN}$$

- **Dimensionnement de la diagonale :**

Dans ce genre de système, seules les diagonales tendues sont prises en compte dans le calcul. Il suffit d'étudier la diagonale la plus sollicitée en traction, celle proche à l'appui. Le calcul des diagonales comprimées est négligé, d'où on aura à étudier le schéma statique représenté dans la figure suivante.



**Figure IV-5.** Schéma statique d'une partie de la poutre au vent de pignon arrière

$$\alpha = \text{artg} \left( \frac{3.5}{2.4} \right) \longrightarrow \alpha = 61.73^\circ$$

$$\sum F_v = F_1 - R + N_{tsd} \times \sin \alpha$$

$$N_{tsd} = \frac{R - F_1}{\sin \alpha} = 2314.97 \text{ daN}$$

- **Calcul de la section brute :**

$$N_{tsd} \leq N_{pl. Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{\left( \frac{N_{tsd}}{2} \right) \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{\left( \frac{2314.97}{2} \right) \times 1.1}{23.5} = 54.18 \text{ mm}^2$$

$$A = 0.54 \text{ cm}^2$$

Soit deux cornières : L15×15×2 (A=0.57 cm<sup>2</sup>) assemblées par des boulons Ø8

- **Vérification de la section :**

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{sd} \leq N_{u. Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

Section nette :  $A_{net} = A - (e \times d) = 0.57 - (0.15 \times 0.8) = 0.45 \text{ cm}^2$

$$N_{u, Rd} = \frac{0.9 \times 45 \times 36}{1.25} = 1166.4 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2314.97 / 2 = 1157.49 \text{ daN}$$

$N_{sd} = 1157.49 \text{ daN} < N_{u, Rd} = 1166.40 \text{ daN}$  (**condition vérifiée**)

#### IV.4. Etude de contreventement vertical :

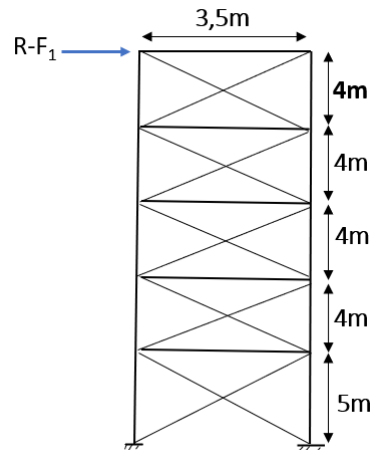
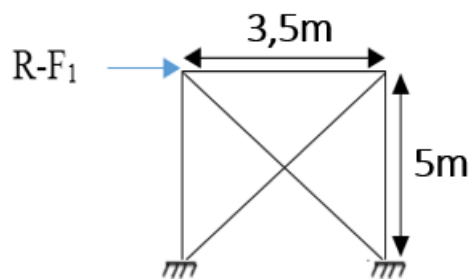


Figure IV-6. Schéma statique des palées de stabilité

✓ RDC :



$$N \times \sin \beta = R - F_1$$

$$\beta = \arctan \frac{3.5}{5} = 38.88^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\sin \beta} = \frac{3092.63 - 1183.5}{\sin(38.88)} = 3329.13 \text{ daN}$$

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

$$A \geq \frac{N / 2 \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{3329.13 / 2 \times 1.1}{23.5} = 77.92 \text{ mm}^2$$

$$A = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit deux cornières : L15×15×3 ( $A=0.82 \text{ cm}^2$ ) assemblées par des boulons Ø8

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{sd} \leq N_{u, Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

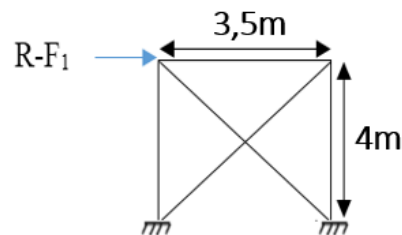
Section nette :  $A_{net} = A - (e \times d) = 0.82 - (0.15 \times 1.5) = 0.7 \text{ cm}^2$

$$N_{u, Rd} = \frac{0.9 \times 70 \times 36}{1.25} = 1814.4 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 3329.13/2 = 1664.57 \text{ daN}$$

$N_{sd} = 1664.57 \text{ daN} < N_{u, Rd} = 1814.40 \text{ daN}$  (**condition vérifiée**)

**1<sup>er</sup> étage, 2<sup>eme</sup> étage, 3<sup>eme</sup> étage et 4<sup>eme</sup> étage :**



$$N \times \sin \beta = R - F_1$$

$$\beta = \arctan \frac{3.5}{4} = 45.76^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\sin \beta} = \frac{3092.63 - 1183.5}{\sin(45.76)} = 2899.30 \text{ daN}$$

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

$$A \geq \frac{N/2 \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{2899.30/2 \times 1.1}{23.5} = 67.86 \text{ mm}^2$$

$$A = 0.68 \text{ cm}^2$$

Soit deux cornières : L15×15×3 (A=0.78 cm<sup>2</sup>) assemblées par des boulons Ø8

- **Vérification de la section :**

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{sd} \leq N_{u, rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

Section nette :  $A_{net} = A - (e \times d) = 0.87 - (0.15 \times 0.8) = 0.75 \text{ cm}^2$

$$N_{u, Rd} = \frac{0.9 \times 0.75 \times 36}{1.25} = 1944.00 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2899.30/2 = 1449.65 \text{ daN}$$

$N_{sd} = 1449.65 \text{ daN} < N_{u, Rd} = 1944.00 \text{ daN}$  (**condition vérifiée**)



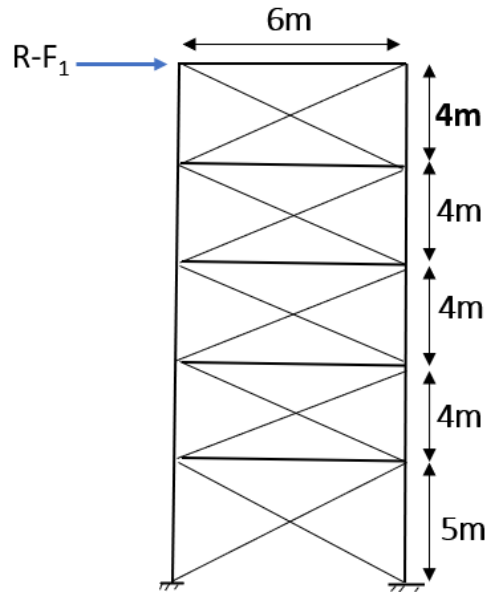
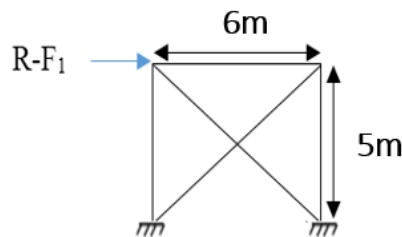


Figure IV-7. Schéma statique des palées de stabilité

✓ RDC :



$$N \times \sin \beta = R - F_1$$

$$B = \arctan \frac{6}{5} = 55.77^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\sin \beta} = \frac{3092.63 - 1183.5}{\sin(55.77)} = 2485.18 \text{ daN}$$

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

$$A \geq \frac{N / 2 \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{2485.18 / 2 \times 1.1}{23.5} = 58.16 \text{ mm}^2$$

$$A = 0.58 \text{ cm}^2$$

Soit deux cornières : L15×15×3 (A=0.82 cm<sup>2</sup>) assemblées par des boulons Ø8

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{sd} \leq N_{u, Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

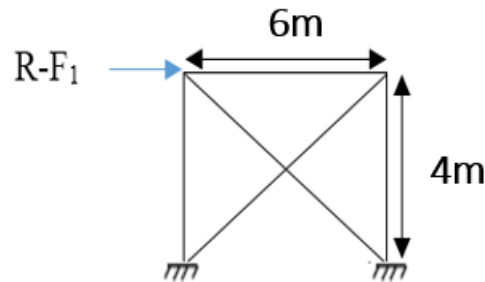
$$\text{Section nette : } A_{net} = A - (e \times d) = 0.82 - (0.15 \times 0.8) = 0.7 \text{ cm}^2$$

$$N_{u, Rd} = \frac{0.9 \times 70 \times 36}{1.25} = 1814.4 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2485.18/2 = 1242.59 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1242.59 \text{ daN} < N_{u, Rd} = 1814.40 \text{ daN (condition vérifiée)}$$

**1<sup>er</sup> étage, 2<sup>eme</sup> étage, 3<sup>eme</sup> étage et 4<sup>eme</sup> étage :**



$$N \times \sin \beta = R - F_1$$

$$\beta = \arctan \frac{6}{4} = 62.57^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\sin \beta} = \frac{3092.63 - 1183.5}{\sin(62.57)} = 2294.41 \text{ daN}$$

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

$$A \geq \frac{N/2 \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{2294.41/2 \times 1.1}{23.5} = 53.70 \text{ mm}^2$$

$$A = 0.54 \text{ cm}^2$$

Soit deux cornières : L15×15×2 (A=0.57 cm<sup>2</sup>) assemblées par des boulons Ø8

- **Vérification de la section :**

La vérification à faire est comme suite :

$$N_{sd} \leq N_{u, rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$\text{Section nette : } A_{net} = A - (e \times d) = 0.87 - (0.15 \times 0.8) = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$N_{u, Rd} = \frac{0.9 \times 0.75 \times 36}{1.25} = 1944.00 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2294.41/2 = 1147.21 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1147.21 \text{ daN} < N_{u, Rd} = 1944.00 \text{ daN (condition vérifiée)}$$

# **Chapitre V : Calcul des portiques**

## V.1. Introduction :

La structure complète est modélisée sous le logiciel de calcul aux éléments finis ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS par un modèle 3D afin de s'approcher au maximum du comportement réel de la structure. Les portiques, qui constituent l'ossature principale des bâtiments, sont composés de fermes, qui supportent les pannes, et de poteaux, qui supportent les fermes. Leur conception technologique est variable, en fonction notamment :

- De leur portée.
- Du schéma statique retenu pour la structure.
- Des pratiques ou des systèmes de fabrication des constructeurs.

### V.1.1 Modèle de calcul :

Les éléments finis composants le modèle de la structure sont principalement des éléments poutres : ce sont des éléments à 2 nœuds, comportant 3 degrés de liberté dans leur repère local, (déplacement vertical, déplacement horizontal, rotation). Ces éléments peuvent être utilisés pour modéliser des poutres/poteaux travaillant à la flexion composée déviée. On note que les fermes de notre structure sont des éléments à section pleine (profilés).

### V.1.2 Normes de conception :

- Structure en acier : EUROCODE 3.
- Structures mixtes (acier/béton) : EUROCODE 4.
- Structures en béton : BAEL 91 modifié 99.

### V.1.3 Chargements :

- Charges permanentes : c'est un cas de charge incluant les poids propres des éléments, ainsi que les poids des éléments qu'ils supportent et les équipements fixes si elles existent.
- Surcharges d'exploitation : ce cas comporte les charges dues à une surcharge de montage/entretien.
- Surcharges climatiques (neige et vent) [8].

## V.2. Modalisation de la structure :

### V.2.1. Définition de la structure :

La structure a été modélisée dans le logiciel du calcul aux éléments finis, en se basant sur les profilés des poteaux et des traverses choisis aléatoirement.

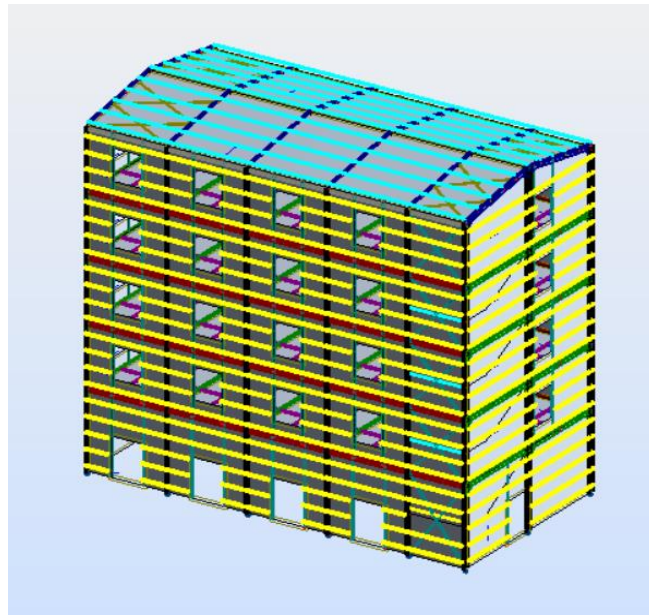


Figure V-1. Vue en 3D de la structure

### V.2.2. Données-Sections :

Nom de la section	Liste des barres	AX [cm <sup>2</sup> ]	AY [cm <sup>2</sup> ]	AZ [cm <sup>2</sup> ]	IX [cm <sup>4</sup> ]	IY [cm <sup>4</sup> ]	IZ [cm <sup>4</sup> ]
<b>2 CAE 60x6</b>	377A380 949A952 955 956	13,82	0	0	1,64	45,58	145,56
<b>2 CAE 80x8</b>	381A384 957 958 961A984 986A989 991A998	24,53	0	0	5,19	144,5	405,24
<b>HEA 120</b>	57 62A64 67 68 70 73 124 233A239 244A247 253A257 901A904 915 924A948 1242 1519A1521	25,34	18,7	6,13	5,63	606,15	230,9
<b>HEA 160</b>	17 19 49A51 240A243 248A252 259A263 265A272 1100A1132 1134A1161 1163A1190 1192A1241 65 75 76 79 80 1243A1388 1399A1486	38,77	27,96	9,75	10,9	1672,98	615,57
<b>IPE 120</b>	258 273A376	13,21	8,08	5,36	1,71	317,75	27,67
<b>IPE 180</b>	905A912 922 923	23,95	14,32	9,55	4,9	1316,96	100,85
<b>IPE 270</b>	20 21 25A27 52A56 58A61 82A111 131A133 159A163 165A168 185A214 439A441 467A471 473A476 493A522 631A633 36 41 46 126 127 142 147 152 434 435 450 455 460 626 627 642 647 652 659A663 665A668 685A714	45,94	27,54	18,04	14,93	5789,78	419,87

<b>IPE 300</b>	22A24 28A35 37A40 42A45 47 48 128A130 134A141 143A146 148A151 153 154 436A438 442A449 451A454 456A459 461 462 628A630 634A641 643A646 648A651 653 654	53,81	31,63	21,51	19,47	8356,11	603,78
<b>IPE 330</b>	66 69 71 72 74 77 78 81 112A115 155A158 173 176 178 179 181A184 264 463A466 481 484 486 487 489A492 655A658 673 676 678 679 681A684 876A887	62,61	36,94	25,06	25,7	11766,9	788,14
<b>IPE 450</b>	1A16 18 215A232 822A875 999	98,82	55,51	42,48	63,8	33742,9	1675,86

*Tableau V-1. Caractéristiques des profilés de la structure*

### V.2.3. Tableau des chargements :

Cas	Type de charge	Liste				
<b>1 : pp</b>	Poids propre	1A384 434A522 626A714 822A887 901A912 922A952 955A958 961A984 986A989 991A1003 1021A1036P5 1051A1081P10 1100A1132 915 1037 1045 1056 1062 1074 1078 1090 1094 1096 1097 1134A1161 1163A1190 1192A1388 1399A1486 1496A1499 1511A1521	Structure entière	#NOM ?	Coef=1,00	MEMO :
<b>2 : g</b>	(EF) surfacique uniforme	116A123 125 164 169A172 174 175 177 180 472 477A480 482 483 485 488 664 669A672 674 675 677 680	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-360,81	Global
<b>2 : g</b>	(EF) surfacique uniforme	10 001 001	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-11,50	Global
<b>2 : g</b>	(EF) surfacique uniforme	10 361 037 104 510 500 000	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-10,80	Global
<b>2 : g</b>	(EF) surfacique uniforme	10 811 090 109 410 900 000	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-10,80	Global

<b>2 : g</b>	(EF) surfacique uniforme	1 002 100 310 211 020 000 000 000 000 000 000 000 000	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-10,80	Global
<b>2 : g</b>	(EF) surfacique uniforme	14 961 498 151 115 100 000 000 000 000 000	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-101,00	Global
<b>2 : g</b>	(EF) surfacique uniforme	1 497 149 915 131 510	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-285,81	Global
<b>5 : n</b>	(EF) surfacique uniforme	10 001 001	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-26,30	Global
<b>4 : v</b>	(EF) surfacique uniforme	1061	PX=64,73	PY=0,0	PZ=0,0	Global
<b>4 : v</b>	(EF) surfacique uniforme	1062	PX=82,70	PY=0,0	PZ=0,0	Global
<b>4 : v</b>	(EF) surfacique uniforme	1071	PX=95,06	PY=0,0	PZ=0,0	Global
<b>4 : v</b>	(EF) surfacique uniforme	1074	PX=104,17	PY=0,0	PZ=0,0	Global
<b>4 : v</b>	(EF) surfacique uniforme	1078	PX=111,75	PY=0,0	PZ=0,0	Global
<b>4 : v</b>	(EF) surfacique uniforme	1081	PX=-64,72	PY=0,0	PZ=0,0	Global
<b>4 : v</b>	(EF) surfacique uniforme	1090	PX=-82,70	PY=0,0	PZ=0,0	Global
<b>4 : v</b>	(EF) surfacique uniforme	1094	PX=-95,06	PY=0,0	PZ=0,0	Global
<b>4 : v</b>	(EF) surfacique uniforme	1096	PX=-104,17	PY=0,0	PZ=0,0	Global
<b>4 : v</b>	(EF) surfacique uniforme	1097	PX=111,75	PY=0,0	PZ=0,0	Global
<b>4 : v</b>	(EF) surfacique uniforme	1036	PX=0,0	PY=60,58	PZ=0,0	Global
<b>4 : v</b>	(EF) surfacique uniforme	1037	PX=0,0	PY=77,15	PZ=0,0	Global

<b>4 : v</b>	(EF) surfacique uniforme	1045	PX=0,0	PY=88,98	PZ=0,0	Global
<b>4 : v</b>	(EF) surfacique uniforme	1051	PX=0,0	PY=97,50	PZ=0,0	Global
<b>4 : v</b>	(EF) surfacique uniforme	1056	PX=0,0	PY=104,60	PZ=0,0	Global
<b>4 : v</b>	(EF) surfacique uniforme	1000	PX=0,0	PY=129,85	PZ=0,0	Global
<b>4 : v</b>	(EF) surfacique uniforme	1002	PX=0,0	PY=-60,58	PZ=0,0	Global
<b>4 : v</b>	(EF) surfacique uniforme	1003	PX=0,0	PY=-77,15	PZ=0,0	Global
<b>4 : v</b>	(EF) surfacique uniforme	1021	PX=0,0	PY=-88,98	PZ=0,0	Global
<b>4 : v</b>	(EF) surfacique uniforme	1026	PX=0,0	PY=-97,50	PZ=0,0	Global
<b>4 : v</b>	(EF) surfacique uniforme	1031	PX=0,0	PY=- 104,60	PZ=0,0	Global
<b>4 : v</b>	(EF) surfacique uniforme	1001	PX=0,0	PY=- 129,85	PZ=0,0	Global
<b>3 : q</b>	(EF) surfacique uniforme	1496A1499 1511A1518	PX=0,0	PY=0,0	PZ=- 250,00	Global
<b>3 : q</b>	(EF) surfacique uniforme	116A123 125 164 169A172 174 175 177 180 472 477A480 482 483 485 488 664 669A672 674 675 677 680	PX=0,0	PY=0,0	PZ=- 250,00	Global
<b>3 : q</b>	(EF) surfacique uniforme	10 001 001	PX=0,0	PY=0,0	PZ=- 100,00	Global

*Tableau V-2. Les différents types de chargement*

#### **V.2.4. Tableau des combinaisons :**

Les combinaisons de calcul ont été établies manuellement, en se basant sur les combinaisons de l'EC1 :



Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature de la combinaison	Définition
6 (C)	$1.35 (g + pp) + 1.5q$	Combinaison linéaire	ELU	$(1+2) * 1.00 + 3 * 1.50$
7 (C)	$1.35 (g + pp) + 1.5n$	Combinaison linéaire	ELU	$(1+2) * 1.35 + 5 * 1.50$
8 (C)	$(g + pp) + 1.5v$	Combinaison linéaire	ELU	$(1+2) * 1.00 + 4 * 1.50$
9 (C)	$(g + pp) + 1.5v + 1.3n$	Combinaison linéaire	ELU	$(1+2) * 1.00 + 4 * 1.50 + 5 * 1.30$
10 (C)	$(g + pp) + q$	Combinaison linéaire	ELS	$(1+2+3) * 1.00$
11 (C)	$(g + pp) + v$	Combinaison linéaire	ELS	$(1+2+4) * 1.00$
12 (C)	$(g + pp) + n$	Combinaison linéaire	ELS	$(1+2+5) * 1.00$
13 (C)	$(g + pp) + v + 0.87n$	Combinaison linéaire	ELS	$(1+2+4) * 1.00 + 5 * 0.87$

*Tableau V-3. Les différentes combinaisons de calcul*

### V.3. Résultats du calcul :

Tableau des efforts extrêmes globaux :

	FX [daN]	FY [daN]	FZ [daN]	MX [daNm]	MY [daNm]	MZ [daNm]
MAX	109723,51	1923,82	7136,33	148,2	5674,2	1912,13
Barre	14	859	656	1401	223	874
Noeud	310	613	602	2959	301	625
Cas	6 (C)	9 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)
MIN	-9298,12	-1638,16	-7133,97	-155,2	-9868,4	-1889,22
Barre	4	1371	655	1382	656	874
Noeud	291	2873	594	3065	602	540
Cas	4	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)	6 (C)

*Tableau V-4. Efforts extrêmes globaux*

#### V.4. Dimensionnement des éléments résistants :

##### V.4.1. Une vérification sous ROBOT nous donne les résultats suivants :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
<b>Famille : 1 poteaux</b>						
14 poteaux_t_14	OK IPE 450	ACIER E24	35.99	97.13	0.76	6 1.35(g+pp)+1.5q
<b>Famille : 2 travers</b>						
879 travers_879	OK IPE 330	ACIER E24	28.44	142.98	0.37	6 1.35(g+pp)+1.5q
<b>Famille : 3 poutre sabliere</b>						
908 poutre sabli	OK IPE 180	ACIER E24	53.94	194.92	0.35	9 (g+pp)+1.5v+1.3n
<b>Famille : 4 poutre maitresse</b>						
179 Poutres_179	OK IPE 330	ACIER E24	40.08	168.78	0.72	6 1.35(g+pp)+1.5q
<b>Famille : 5 poutre secondaire</b>						
40 Poutres_40	OK IPE 300	ACIER E24	40.12	149.27	0.91	6 1.35(g+pp)+1.5q
<b>Famille : 6 poutre solive</b>						
165 Poutres_165	OK IPE 270	ACIER E24	44.54	165.40	0.64	6 1.35(g+pp)+1.5q
<b>Famille : 7 pannes</b>						
64 pannes_64	OK HEA 120	ACIER E24	102.22	165.63	0.64	9 (g+pp)+1.5v+1.3n
<b>Famille : 8 lisse</b>						
1371	OK HEA 160	ACIER E24	60.89	100.39	0.78	6 1.35(g+pp)+1.5q
<b>Famille : 9 conv h</b>						
977 contrevente	OK 2 CAE 80x8	ACIER E24	321.83	192.17	1.00	9 (g+pp)+1.5v+1.3n
<b>Famille : 10 conv v</b>						
949 contrevente	OK 2 CAE 60x6	ACIER E24	233.67	130.75	0.59	6 1.35(g+pp)+1.5q

*Tableau V-5. Résultats de vérification des profilées*

### V.4.2. Un dimensionnement sous robot nous propose les profilés suivants :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
<b>Famille : 1 poteaux</b>						
14 poteaux_t_14	☒ IPE 400	ACIER E24	40.19	101.27	1.40	6 1.35(g+pp)+1.5q
	☑ IPE 450		35.99	97.13	0.76	
	☑ IPE 500		32.56	92.90	0.55	
<b>Famille : 2 travers</b>						
1 Diagonale_CM66_1	☒ IPE 270	ACIER E24	54.24	132.08	1.28	6 1.35(g+pp)+1.5q
	☑ IPE 300		53.37	119.42	0.81	
	☑ IPE 330		44.42	112.52	0.60	
<b>Famille : 3 poutre sabliere</b>						
908 poutre sabliere_908	☒ IPE 160	ACIER E24	60.81	216.92	0.49	9 (g+pp)+1.5v+1.3n
	☑ IPE 180		53.94	194.92	0.35	
	☑ IPE 200		48.43	178.92	0.26	
<b>Famille : 4 poutre maitresse</b>						
179 Poutres_179	☒ IPE 270	ACIER E24	48.94	198.12	1.37	6 1.35(g+pp)+1.5q
	☑ IPE 300		44.07	178.85	0.97	
	☑ IPE 330		40.08	168.78	0.72	
<b>Famille : 5 poutre secondaire</b>						
40 Poutres_40	☒ IPE 270	ACIER E24	44.54	165.40	1.28	6 1.35(g+pp)+1.5q
	☑ IPE 300		40.12	149.27	0.91	
	☑ IPE 330		36.47	140.92	0.68	
<b>Famille : 6 poutre solive</b>						
165 Poutres_165	☒ IPE 220	ACIER E24	54.86	201.79	1.24	6 1.35(g+pp)+1.5q
	☑ IPE 240		50.13	185.68	0.91	
	☑ IPE 270		44.54	165.40	0.64	
<b>Famille : 7 pannes</b>						
64 pannes_64	☑ HEA 100	ACIER E24	123.30	199.19	0.93	9 (g+pp)+1.5v+1.3n
	☑ HEA 120		102.22	165.63	0.64	
<b>Famille : 8 lisse</b>						
1371	☒ HEA 140	ACIER E24	69.75	113.63	1.09	6 1.35(g+pp)+1.5q
	☑ HEA 160		60.89	100.39	0.78	
	☑ HEA 180		53.70	88.49	0.59	
<b>Famille : 9 conv h</b>						
977 contrevente	☑ 2 CAE 80x8	ACIER E24	321.83	192.17	1.00	9 (g+pp)+1.5v+1.3n
<b>Famille : 10 conv v</b>						
949 contrevente	☑ 2 CAE 60x6	ACIER E24	233.67	130.75	0.59	6 1.35(g+pp)+1.5q

Tableau V-6. Résultats de dimensionnement des familles sous ROBOT

### V.4.3. Classification des familles :

Afin de dimensionner les éléments résistants dans la structure on doit les classer par familles. Le tableau ci-dessous regroupe les différentes familles envisagées :

Famille	Élément	Section
1	Poteaux	IPE 450
2	Traverses	IPE 330
3	Poutres maitresses	IPE 330
4	Poutres secondaires	IPE 300
7	Poutres sablières	IPE 180
8	Poutres solives	IPE 270
9	Pannes	HEA 120
10	Lisses	HEA 160
11	Contreventements horizontaux	CAE 80x80x8
12	Contreventements verticaux	CAE 60x60x6

Tableau V-7. Les différentes familles envisagées

### V.4.4. Optimisation :

L'option optimisation figurant dans la boîte de dialogue calcul-EC3, permet de faire un calcul itératif, en proposant les profilés les mieux adaptés et en recalculant afin de trouver les profilés économiques.

La procédure est la suivante :

- On admet de remplacer nos profilés initiaux par les profilés proposés par ROBOT.
- On refait le calcul de toute la structure afin d'actualiser et trouver les nouvelles valeurs des efforts.
- Refaire le dimensionnement.

Cette opération est répétée jusqu'à convergence du processus vers les profilés économiques.

<b>Famille : 1 poteaux</b>							
14 poteaux_t_14	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 400	ACIER E24	40.19	101.27	1.40	6 1.35(g+pp)+1.5q
	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 450		35.99	97.13	0.76	
	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 500		32.56	92.90	0.55	
<b>Famille : 2 travers</b>							
1 Diagonale_CM66 -1	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 270	ACIER E24	54.24	132.08	1.28	6 1.35(g+pp)+1.5q
	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 300		53.37	119.42	0.81	
	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 330		44.42	112.52	0.60	
<b>Famille : 3 poutre sabliere</b>							
908 poutre sabliere_908	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 160	ACIER E24	60.81	216.92	0.49	9 (g+pp)+1.5v+1.3n
	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 180		53.94	194.92	0.35	
	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 200		48.43	178.92	0.26	
<b>Famille : 4 poutre maitresse</b>							
179 Poutres_179	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 270	ACIER E24	48.94	198.12	1.37	6 1.35(g+pp)+1.5q
	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 300		44.07	178.85	0.97	
	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 330		40.08	168.78	0.72	
<b>Famille : 5 poutre secondaire</b>							
40 Poutres_40	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 270	ACIER E24	44.54	165.40	1.28	6 1.35(g+pp)+1.5q
	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 300		40.12	149.27	0.91	
	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 330		36.47	140.92	0.68	
<b>Famille : 6 poutre solve</b>							
165 Poutres_165	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 220	ACIER E24	54.86	201.79	1.24	6 1.35(g+pp)+1.5q
	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 240		50.13	185.68	0.91	
	<input checked="" type="checkbox"/>	IPE 270		44.54	165.40	0.64	
<b>Famille : 7 pannes</b>							
64 pannes_64	<input checked="" type="checkbox"/>	HEA 100	ACIER E24	123.30	199.19	0.93	9 (g+pp)+1.5v+1.3n
	<input checked="" type="checkbox"/>	HEA 120		102.22	165.63	0.64	
<b>Famille : 8 lisse</b>							
1371	<input checked="" type="checkbox"/>	HEA 140	ACIER E24	69.75	113.63	1.09	6 1.35(g+pp)+1.5q
	<input checked="" type="checkbox"/>	HEA 160		60.89	100.39	0.78	
	<input checked="" type="checkbox"/>	HEA 180		53.70	88.49	0.59	
<b>Famille : 9 conv h</b>							
977 contrevente	<input checked="" type="checkbox"/>	2 CAE 80x8	ACIER E24	321.83	192.17	1.00	9 (g+pp)+1.5v+1.3n
<b>Famille : 10 conv v</b>							
949 contrevente	<input checked="" type="checkbox"/>	2 CAE 60x6	ACIER E24	233.67	130.75	0.59	6 1.35(g+pp)+1.5q

Tableau V-8. Les profilés adoptés pour la structure

### V.5. Conclusion :

Les profilés les plus économiques sont :

Famille	Elément	Section
1	Poteaux	IPE 450
2	Traverses	IPE 330
3	Poutres maitresses	IPE 330
4	Poutres secondaires	IPE 300
7	Poutres sablières	IPE 180
8	Poutres solives	IPE 270
9	Pannes	HEA 120
10	Lisses	HEA 160
11	Contreventements horizontaux	CAE 80x80x8
12	Contreventements verticaux	CAE 60x60x6

*Tableau V-9. Les sections des différents éléments adoptés*

# **Chapitre VI : Etude des fondations**

## VI.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct 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.

### VI.1.1. Les types de fondation :

- Fondations superficielles : elles incluent :
  - ✓ Semelles isolées sous poteaux.
  - ✓ Semelles filantes continues sous murs.
  - ✓ Semelles filantes sous plusieurs poteaux.
  - ✓ Raders généraux ou nervurés ;
- Fondations profondes (semelles sur pieux).

### VI.1.2. Le choix du type de fondation

Il se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

## VI.2. Dimensionnement de la semelle

Pour notre structure, on a prévu des semelles isolées sous poteaux avec une contrainte admissible de sol égale à 0.2 MPa. Le dimensionnement des fondations se fait à L'ELS. et le ferrailage à L'ELU.

	ELU (1.35G+1.5Q)	ELS (G+Q)
Effort normal (daN)	40435.83	34671.54
Moment correspondant (daN.m)	475.48	396.64

**Tableau VI-1.** Valeurs des efforts extrêmes dans les poteaux

Soit (a, b) les dimensions de plaque d'assise et (A, B) les dimensions de la semelle. On doit s'assurer que le chargement extérieur (en plus du poids de la semelle) n'induit la rupture du sol. Cette condition s'écrit :

$$\frac{P + P_{semelle}}{\text{surface semelle}} = \frac{P + P_{semelle}}{(A \times B)} \leq \sigma_{sol}$$

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \longrightarrow A = \frac{60}{40} B \quad \text{avec : } a = 60 \text{ cm ; } b = 40 \text{ cm}$$

On admettra dans un premier temps, que le poids de la semelle est négligé

$$\frac{P_s}{40B^2} = \frac{346715.4}{400B^2} \leq \sigma_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa} \longrightarrow B \geq 1075 \text{ mm} \longrightarrow B = 110 \text{ cm}$$

$$A = \frac{60}{40} B = \frac{60}{40} \times 110 = 165 \text{ cm} \longrightarrow A = 165 \text{ cm}$$

La hauteur de la semelle sera déduite de la condition de rigidité qui s'écrit :

$$H \geq \max \left[ \left( \frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4} \right) + c \right] \longrightarrow H \geq \max \left[ \left( \frac{110-40}{4}; \frac{165-60}{4} \right) + 5 \right] \longrightarrow H \geq 31.25 \text{ cm}$$

On prend :  $H = 35 \text{ cm}$

### VI.3. Vérification de la contrainte réelle dans le sol :

Largeur  $B = 110 \text{ cm}$

Longueur  $A = 165 \text{ cm}$

Hauteur  $H = 35 \text{ cm}$

On applique la méthode des bielles, on trouve :

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{475.48}{40435.83} = 0.012 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{1.1}{6} = 0.18 \longrightarrow e < \frac{B}{6}$$

**Donc le diagramme des contraintes du sol est trapézoïdal.**

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e}{B} \right) = \frac{40.436}{1.1 \times 1.65} \left( 1 + \frac{6 \times 0.012}{1.1} \right) = 0.023 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{A \times B} \left( 1 - \frac{6 \times e}{B} \right) = \frac{40.436}{1.1 \times 1.65} \left( 1 - \frac{6 \times 0.012}{1.1} \right) = 0.021 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :  $\sigma < 1.33 \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma = \frac{3\sigma_m + \sigma_M}{4} = 0.040 \text{ MPa.}$$

$\sigma = 0.040 \text{ MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.20 \text{ MPa}$  [condition vérifiée]

### VI.4. Calcul des armatures :

**Sens B :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 0.012 \text{ m} > \frac{b}{6} = 0.0067 \text{ m} \\ e = 0.012 \text{ m} > \frac{B}{24} = 0.045 \text{ m} \end{array} \right.$$

On doit calculer les armatures pour équilibrer le moment  $M_1$  situé à  $0.35.b$  de l'axe du poteau

$$M_1 = B \left( \frac{A}{2} - 0.35a \right)^2 \times \left( \frac{\sigma_1 + 2\sigma_m}{6} \right)$$

$$\text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{4.2 \times e \times b}{B^2} \right) = \frac{40.436}{1.1 \times 1.65} \left( 1 + \frac{4.2 \times 0.012 \times 0.4}{1.1^2} \right) = 0.025 \text{ MPa}$$



**Donc :**  $M_1 = 1.1 \left( \frac{1.65}{2} - 0.35 \times 0.6 \right)^2 \times \left( \frac{0.025 + 2 \times 0.04}{6} \right) = 0.0073 \text{ MN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_1}{f_{bu} \times B \times d a^2} \quad \text{Avec :} \quad d_a \geq \frac{A-a}{4} = \frac{1.65-0.6}{4} = 0.263 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.0073}{18.5 \times 1.1 \times 0.263^2} = 0.0052$$

$$\mu_{bu} = 0.0052 < \mu_1 = 0.358 \text{ (tableau : FeE500 et combinaisons accidentelles)}$$

Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0052}) = 0.0065$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.0065) = 0.998$$

• **Calcul de la section d'armature  $A_u$  :**

$$A_u = \frac{M_1}{\beta \times d_a \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.0073}{0.998 \times 0.263 \times \frac{500}{1}} = 5.56 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>

Longueur des barres :

$$L_s = \emptyset \frac{f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6(1.5)^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times (0.06 \times 25 + 0.6) = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = 12 \frac{500}{4 \times 2.83} = 53 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{B}{8} = 13.75 \text{ cm} < L_s = 53 \text{ cm} \\ \frac{B}{4} = 27.5 \text{ cm} < L_s = 53 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc tous les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle, et comporter des ancrages courbes.

**Sens A :**

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{475.48}{40435.83} = 0.012 \text{ m}$$

$$\frac{A}{6} = \frac{1.65}{6} = 0.275 \rightarrow e < \frac{B}{6}$$

**Donc le diagramme des contraintes du sol est trapézoïdal.**

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{6 \times e}{A} \right) = \frac{40.436}{1.1 \times 1.65} \left( 1 + \frac{6 \times 0.012}{1.65} \right) = 0.023 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{A \times B} \left( 1 - \frac{6 \times e}{A} \right) = \frac{40.436}{1.1 \times 1.65} \left( 1 - \frac{6 \times 0.012}{1.65} \right) = 0.021 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :  $\sigma < 1.33 \sigma_{sol}$

$$\sigma = \frac{3\sigma_m + \sigma_M}{4} = 0.04 \text{ MPa.}$$

$$\sigma = 0.02 \text{ MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.20 \text{ MPa} \text{ [condition vérifiée]}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 0.012 \text{ m} > \frac{a}{6} = 0.1 \text{ m} \\ e = 0.012 \text{ m} > \frac{A}{24} = 0.069 \text{ m} \end{array} \right.$$

On doit calculer les armatures pour équilibrer le moment  $M_1$  situé à  $0.35.b$  de l'axe du poteau

$$M_1 = B \left( \frac{A}{2} - 0.35a \right)^2 \times \left( \frac{\sigma_1 + 2\sigma_m}{6} \right)$$

$$\text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{A \times B} \left( 1 + \frac{4.2 \times e \times a}{A^2} \right) = \frac{40.436}{1.1 \times 1.65} \left( 1 + \frac{4.2 \times 0.012 \times 0.6}{1.65^2} \right) = 0.025 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } M_1 = 1.1 \left( \frac{1.65}{2} - 0.35 \times 0.6 \right)^2 \times \left( \frac{0.025 + 2 \times 0.04}{6} \right) = 0.073 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_1}{f_{bu} \times A \times da^2} \quad \text{Avec : } da \geq \frac{B-b}{4} = \frac{1.1-0.4}{4} = 0.175 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.073}{18.5 \times 1.65 \times 0.175^2} = 0.0078$$

$$\mu_{bu} = 0.0078 < \mu_1 = 0.358 \text{ (tableau : FeE500 et combinaisons accidentelles)}$$

Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0078}) = 0.00978$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.00978) = 0.996$$

- **Calcul de la section d'armature  $A_u$  :**

$$A_u = \frac{M_1}{\beta \times da \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.073}{0.996 \times 0.175 \times \frac{500}{1}} = 8.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 9\text{HA}12 = 10.17 \text{ cm}^2$$

Longueur des barres :

$$L_s = \varnothing \frac{f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6\psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times (0.06 \times 25 + 0.6) = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = 12 \frac{500}{4 \times 2.83} = 53 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{8} = 20.63 \text{ cm} < L_s = 53 \text{ cm} \\ \frac{A}{4} = 41.25 \text{ cm} < L_s = 53 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc tous les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle, et comportées des ancrages courbes

VI.5. Schéma de ferrailage :

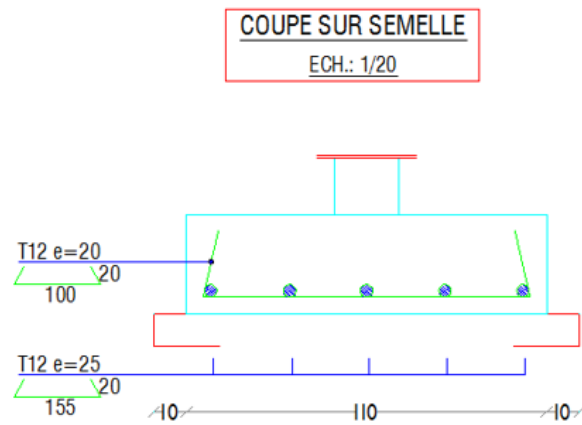


Figure VI-1. Coupe B-B de la semelle

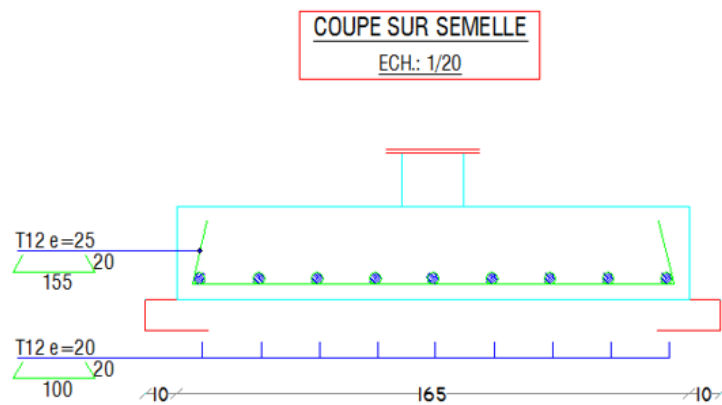


Figure VI-2. Coupe A-A de la semelle

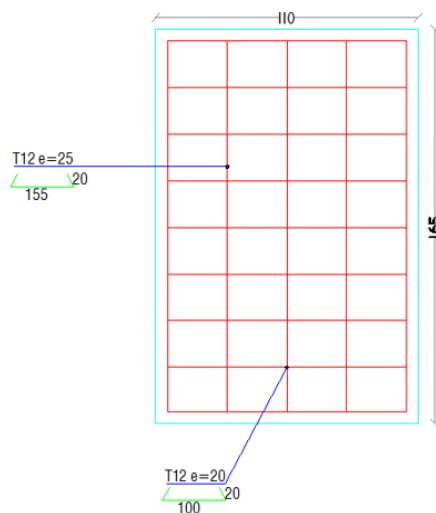


Figure VI-3. Vue en plan de la semelle

## VI.6. Calcul de longrines :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles, elles sont soumises à des forces axiales de traction.

- **Pré dimensionnement :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA99 sont :

- ✓ 25cm×30cm : sites de catégorie S2 et S3
- ✓ 30cm×30cm : sites de catégorie S4

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : **30cm×35cm**

- **Ferraillage des longrines :**

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une force de traction qui est égale :

$N_t = \frac{N_u}{\alpha}$  ; Avec :  $\alpha$  = coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considéré

(cf 3.3)

$N_t$  = l'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$$N_t = \frac{40435.83}{12} = 3369.65 \text{ daN}$$

La section des armatures  $A_s = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{3369.65}{34.8} \times 10^{-2} = 0.97 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} = 0.6\% \times A \times B = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$$

⇒ Donc on ferraille avec  $A_{\min}$

Soit 6HA12 réparties sur tout la section  $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre 8 mm dont l'espacement est inférieur à :

$$S_t < \text{Min} (20 \text{ cm} ; 15 \times 0.8) = 12 \text{ cm}$$



# **Chapitre VII : Étude des assemblages**

## VII.1. Introduction :

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc des points de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels. En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

- ✓ Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants :
- ✓ Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- ✓ Les pièces accessoires de liaison.
- ✓ Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence.

## VII.2. Fonctionnement des assemblages :

### VII.2.1. Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site. Les boulons de haute résistance (HR) comprennent une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$F_{yb}$ (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
$F_{ub}$ (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

*Tableau VII-1. Les classes des boulons*

### VII.2.2. Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion des pièces de métal à assembler.

### VII.2.3. Fonctionnement par adhérence :

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

- **Coefficients partiels de sécurité :**

- Résistance des boulons au cisaillement :  $\gamma = 1,25$
- Résistance des boulons à traction :  $\gamma = 1,50$

- **Coefficient de frottement :**

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment

Le coefficient de frottement  $\mu$  doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graisse, etc.

$\mu = 0,50$  pour les surfaces de la classe A

$\mu = 0,40$  pour les surfaces de la classe B

$\mu = 0,30$  pour les surfaces de la classe C

$\mu = 0,20$  pour les surfaces de la classe D

### VII.3. Rôle des assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés).

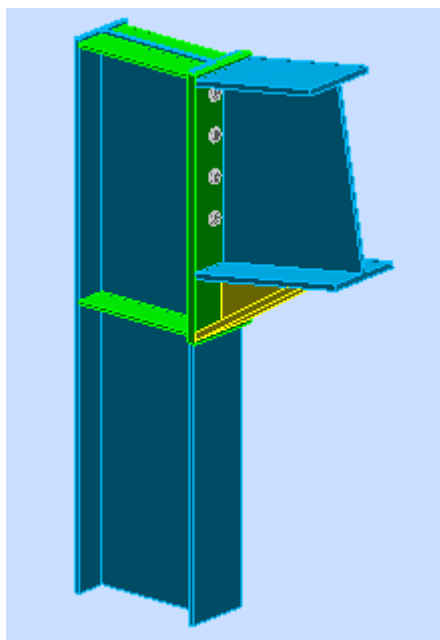
Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- a) Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et les efforts tranchants.
- b) Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

### VII.4. Calcul des assemblages :

#### VII.4.1. Liaison poteau-traverse (HEA280-HEA320) :

L'assemblage est réalisé par une platine d'extrémité débordante boulonnée sur la semelle de poteau (HEA280) est soudée à l'âme de de la traverse



*Figure VII-1. Vue en 3D d'assemblage poteau-traverse*



**Général**

Assemblage N° : 5

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure : 693

Barres de la structure : 887, 3

**Géométrie****Poteau**

Profilé : IPE 330

Barre N° : 887

a = -90,0 [Deg] Angle d'inclinaison

h<sub>c</sub> = 330 [Mm] Hauteur de la section du poteaub<sub>fc</sub> = 160 [Mm] Largeur de la section du poteaut<sub>wc</sub> = 8 [Mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteaut<sub>fc</sub> = 12 [Mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteaur<sub>c</sub> = 18 [Mm] Rayon de congé de la section du poteauA<sub>c</sub> = 62,61 [Cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteauI<sub>xc</sub> = 11766,90 [Cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER E24

Sec = 235000000,00 [Pa] Résistance

**Poutre**

Profilé : IPE 450

Barre N° : 3

a = 9,5 [Deg] Angle d'inclinaison

h<sub>b</sub> = 450 [Mm] Hauteur de la section de la poutreb<sub>f</sub> = 190 [Mm] Largeur de la section de la poutret<sub>wb</sub> = 9 [Mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutret<sub>fb</sub> = 15 [Mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$a = 9,5$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $r_b = 21$  [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

$s_{eb} = 235000000,00$  [Pa] Résistance

### Boulons

$d = 16$  [Mm] Diamètre du boulon  
 Classe = 8.8 Classe du boulon  
 $F_b = 6908,00$  [DaN] Résistance du boulon à la rupture  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 4$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 57$  [Mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
 Ecartement  $e_1 = 70$  [mm]  
 Entraxe  $p_i = 95 ; 95 ; 95$  [mm]

### Platine

$h_p = 616$  [Mm] Hauteur de la platine  
 $b_p = 190$  [Mm] Largeur de la platine  
 $t_p = 20$  [Mm] Epaisseur de la platine

Matériau : ACIER

$s_{ep} = 235000000,00$  [Pa] Résistance

### Jarret inférieur

$w_d = 190$  [Mm] Largeur de la platine  
 $t_{rd} = 15$  [Mm] Epaisseur de l'aile  
 $h_d = 140$  [Mm] Hauteur de la platine  
 $t_{wd} = 10$  [Mm] Epaisseur de l'âme

$w_d = 190$  [Mm] Largeur de la platine

$l_d = 300$  [Mm] Longueur de la platine

$a = 32,6$  [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau : ACIER E24

$s_{ebu} = 235000000,00$  [Pa] Résistance

### Raidisseur poteau

#### Supérieur

$h_{su} = 307$  [Mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 76$  [Mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 8$  [Mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau : ACIER E24

$s_{esu} = 235000000,00$  [Pa] Résistance

#### Inférieur

$h_{sd} = 307$  [Mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 76$  [Mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 8$  [Mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau : ACIER E24

$s_{esu} = 235000000,00$  [Pa] Résistance

### Soudures d'angle

$a_w = 7$  [Mm] Soudure âme

$a_f = 11$  [Mm] Soudure semelle

$a_s = 7$  [Mm] Soudure du raidisseur

$a_{fd} = 5$  [Mm] Soudure horizontale

### Efforts

Cas : 6 :  $1.35(g+pp) + 1.5q (1+2) * 1.00 + 3 * 1.50$

$M_y = 957,33$  [DaN\*m] Moment fléchissant

$F_z = -950,65$  [DaN] Effort tranchant

$M_y = 957,33$  [DaN\*m] Moment fléchissant

$F_x = -963,06$  [DaN] Effort axial

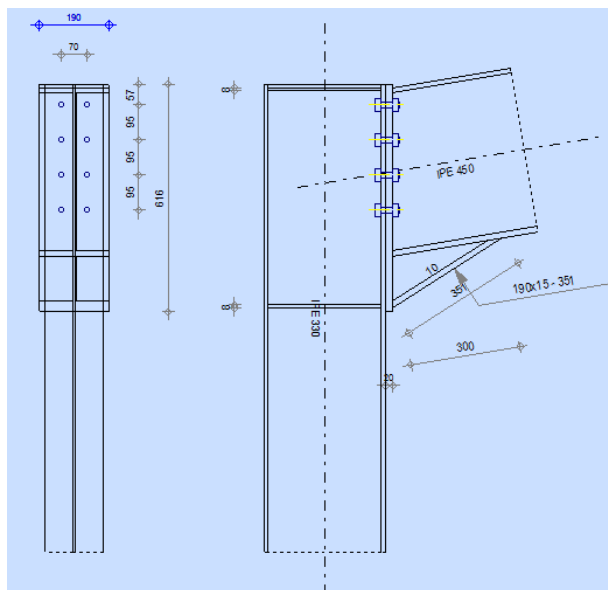


Figure VII-2. Schéma d'assemblage (poteau-traverse)

## Résultats

### Distances de calcul

Boulo n N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
1	Intérieur s	20	30			16	32	13	31			28	38			
2	Centrau x	20	30					13	31							95
3	Centrau x	20	30					13	31							95
4	Centrau x	20	30					13	31							95

$x = 65$  [Mm] Zone comprimée

Tableau VII-2. Distances de calcul des boulons d'assemblage (poteau-traverse)

• **Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique :**

• Boulon N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>		F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	532	18481,15	0,00	36756,53	13076,25	6908,00	>	270,42	100,00
2	437	8445,70	8371,88	15786,16	7653,42	6908,00	>	200,61	100,00
3	342	8445,70	8371,88	15786,16	7653,42	6908,00	>	130,80	100,00
4	247	8445,70	8371,88	15786,16	7653,42	6908,00	>	60,99	100,00
<b>d<sub>i</sub></b>	<b>– position du boulon</b>								
<b>F<sub>t</sub></b>	<b>– effort transféré par la platine de l'élément aboutissant</b>								
<b>F<sub>a</sub></b>	<b>– effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant</b>								
<b>F<sub>s</sub></b>	<b>– effort transféré par la soudure</b>								
<b>F<sub>p</sub></b>	<b>– effort transféré par l'aile du porteur</b>								
<b>F<sub>b</sub></b>	<b>– effort transféré par le boulon</b>								
<b>F<sub>i</sub></b>	<b>– effort sollicitant réel</b>								
<b>F<sub>i</sub> £ min(F<sub>ti</sub>, F<sub>si</sub>, F<sub>pi</sub>, F<sub>bi</sub>)</b>				<b>270,42 &lt; 6908,00</b>		<b>Vérfifié</b>		<b>(0,04)</b>	

*Tableau VII-3. Les efforts par boulons d'assemblage (poteau-traverse)*

**Traction des boulons**

$$1.25 \cdot F_{i\max} / A_s \leq S_{red} \quad |21530283,45| < 550000000,00 \text{ Vérfifié} \quad (0,04)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{F_{i\max}^2 + 2.36 \cdot T_1^2} / A_s \leq S_{red} \quad |20781592,15| < 550000000,00 \text{ Vérfifié} \quad (0,04)$$

$$T_1 = 118,83 \text{ [daN]} \text{ Effort tranchant dans le boulon}$$

$$T_b = 5607,14 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement}$$

Effort tranchant [9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 118,83 < 5607,14 \quad \text{Vérfifié} \quad (0,02)$$

• **Vérfification du poteau :**

$$F_{res} = 3251,75 \text{ [DaN]} \text{ Effort de compression}$$

$$F_{res} = 2 \cdot SF_i - 2 \cdot N$$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$N_{c\ adm} = 81998,65$  [DaN] Résistance de la section de la poutre  $N_{cadm} = A_{bc} * s_e + N * A_{bc} / A_b$

$F_{res} \leq N_{c\ adm}$   $3251,75 < 81998,65$  **Vérfifié** (0,04)

• **Vérification du poteau :**

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2.2]

$F_{res} \leq F_{pot}$   $3251,75 < 71410,63$  **Vérfifié** (0,05)

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

$V_R = 34028,21$  [DaN] Effort tranchant dans l'âme  $V_R = 0.47 * A_v * s_e$

$|F_{res}| \leq V_R$   $|3251,75| < 34028,21$  **Vérfifié** (0,10)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,10

**Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique**

Boulo n N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>		F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	532	18481,1 5	0,00	36756,5 3	13076,2 5	6908,00	>	270,42	100,00
2	437	8445,70	8371,88	15786,1 6	7653,42	6908,00	>	200,61	100,00
3	342	8445,70	8371,88	15786,1 6	7653,42	6908,00	>	130,80	100,00
4	247	8445,70	8371,88	15786,1 6	7653,42	6908,00	>	60,99	100,00

d<sub>i</sub> – position du boulon

F<sub>t</sub> – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F<sub>a</sub> – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F<sub>s</sub> – effort transféré par la soudure

F<sub>p</sub> – effort transféré par l'aile du porteur

F<sub>b</sub> – effort transféré par le boulon

F<sub>i</sub> – effort sollicitant réel

$F_i \leq \min (F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$   $270,42 < 6908,00$  **Vérfifié** (0,04)

Traction des boulons

$1.25 * F_{imax} / A_s \leq s_{red}$   $|21530283,45| < 550000000,00$  **Vérfifié** (0,04)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{i\max}^2 + 2.36 \cdot T_i^2] / A_s} \leq S_{red} \quad |20781592,15| < 550000000,00 \text{ Vérifié} \quad (0,04)$$

$$T_1 = 118,83 \text{ [DaN]} \text{ Effort tranchant dans le boulon}$$

$$T_b = 5607,14 \text{ [DaN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement}$$

Effort tranchant [9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 118,83 < 5607,14 \quad \text{Vérifié} \quad (0,02)$$

### • Vérification de la poutre

$$F_{res} = 3251,75 \text{ [DaN]} \text{ Effort de compression} \quad F_{res} = 2 \cdot SF_i - 2 \cdot N$$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$$N_{c\ adm} = 81998,65 \text{ [DaN]} \text{ Résistance de la section de la poutre} \quad N_{c\ adm} = A_{bc} \cdot S_e + N \cdot A_{bc} / A_b$$

$$F_{res} \leq N_{c\ adm} \quad 3251,75 < 81998,65 \quad \text{Vérifié} \quad (0,04)$$

### • Vérification du poteau

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2.2]

$$F_{res} \leq F_{pot} \quad 3251,75 < 71410,63 \quad \text{Vérifié} \quad (0,05)$$

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

$$V_R = 34028,21 \text{ [DaN]} \text{ Effort tranchant dans l'âme} \quad V_R = 0.47 \cdot A_v \cdot S_e$$

$$|F_{res}| \leq V_R \quad |3251,75| < 34028,21 \quad \text{Vérifié} \quad (0,10)$$

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,10

## VII.4.2. Assemblage traverse-traverse :

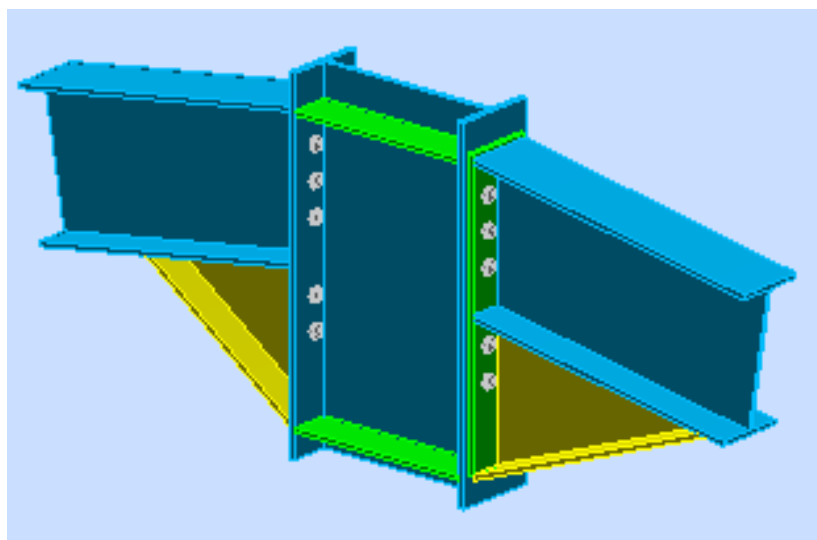


Figure VII-3. Vue en 3D d'assemblage (traverse-traverse)

- **Général :**

Assemblage N° : 2  
 Nom de l'assemblage : Poteau - poutre - bilatéral  
 Noeud de la structure : 716  
 Barres de la structure : 823, 887, 886

- **Géométrie :**

### POTEAU

Profilé : IPE 450  
 Barre N° : 823  
 $a = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 450$  [Mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 190$  [Mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 9$  [Mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 15$  [Mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 21$  [Mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 98,82$  [Cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{xc} = 33742,90$  [Cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau : ACIER  
 $\sigma_{ec} = 235000000,00$  [Pa] Résistance

### COTE DROITE

### POUTRE

Profilé : IPE 330  
 Barre N° : 887  
 $a = -9,5$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_{br} = 330$  [Mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fbr} = 160$  [Mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wbr} = 8$  [Mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fbr} = 12$  [Mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{br} = 18$  [Mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{br} = 62,61$  [Cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xbr} = 11766,90$  [Cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau : ACIER E24  
 $\sigma_{eb} = 235000000,00$  [Pa] Résistance

### BOULONS

$d = 16$  [Mm] Diamètre du boulon  
 Classe = 4.6 Classe du boulon  
 $F_b = 3014,40$  [DaN] Résistance du boulon à la rupture  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons



$d = 16$  [Mm] Diamètre du boulon  
 $n_v = 5$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 95$  [Mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
 Ecartement  $e_i = 70$  [mm]  
 Entraxe  $p_i = 75 ; 75 ; 160 ; 75$  [mm]

**PLATINE**

$h_p = 665$  [Mm] Hauteur de la platine  
 $b_p = 160$  [Mm] Largeur de la platine  
 $t_p = 10$  [Mm] Epaisseur de la platine  
 Matériau : ACIER E24  
 $S_{ep} = 235000000,00$  [Pa] Résistance

**JARRET INFERIEUR**

$w_d = 160$  [Mm] Largeur de la platine  
 $t_{rd} = 12$  [mm] Epaisseur de l'aile  
 $h_d = 330$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{wd} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme  
 $l_d = 608$  [mm] Longueur de la platine  
 $a = 21,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 Matériau : ACIER  
 $S_{ebu} = 235000000,00$  [Pa] Résistance

**RAIDISSEUR POTEAU****Supérieur**

$h_{su} = 421$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{su} = 90$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hu} = 10$  [mm] Epaisseur du raidisseur  
 Matériau : ACIER  
 $S_{esu} = 235000000,00$  [Pa] Résistance

**Inférieur**

$h_{sd} = 421$  [mm] Hauteur du raidisseur  
 $b_{sd} = 90$  [mm] Largeur du raidisseur  
 $t_{hd} = 10$  [mm] Epaisseur du raidisseur  
 Matériau : ACIER  
 $S_{esu} = 235000000,00$  [Pa] Résistance

**COTE GAUCHE****POUTRE**

Profilé : IPE 330  
 Barre N° : 886  
 $\alpha = 9,5$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 330$  [mm] Hauteur de la section de la poutre

$\alpha =$	9,5	[Deg]	Angle d'inclinaison
$b_{fb} =$	160	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre

Matériau : ACIER E24

$S_{eb} = 235000000,00$  [Pa] Résistance

### BOULONS

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	4.6		Classe du boulon
$F_b =$	3014,40	[daN]	Résistance du boulon
$n_h =$	2,00		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5,00		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	95	[mm]	Niveau du premier boulon
Ecartement $e_i =$	70	[mm]	
Entraxe $p_i =$	75;75;160;75	[mm]	

### PLATINE

$h_p =$	665	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	160	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	10	[mm]	Epaisseur de la platine
$S_{ep} = 235000000,00$		[Pa]	Résistance

### JARRET INFERIEUR

$t_{fd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile
$t_{wd} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
$a =$	35,6	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau :	ACIER		
$S_{ebd} = 235000000,00$		[Pa]	Résistance

### SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	6	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	9	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	6	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

### EFFORTS

Cas : 9:  $(g+pp)+1.5v+1.3n (1+2)*1.00+4*1.50+5*1.30$

$M_{yR} = 1713,61$  [daN\*m] Moment fléchissant

$F_{zR} = -1021,08$  [daN] Effort tranchant

$F_{xR} = 347,40$  [daN] Effort axial

$M_{yL} = 868,30$  [daN\*m] Moment fléchissant

$F_{zL} = -483,65$  [daN] Effort tranchant

$F_{xL} = 909,41$  [daN] Effort axial

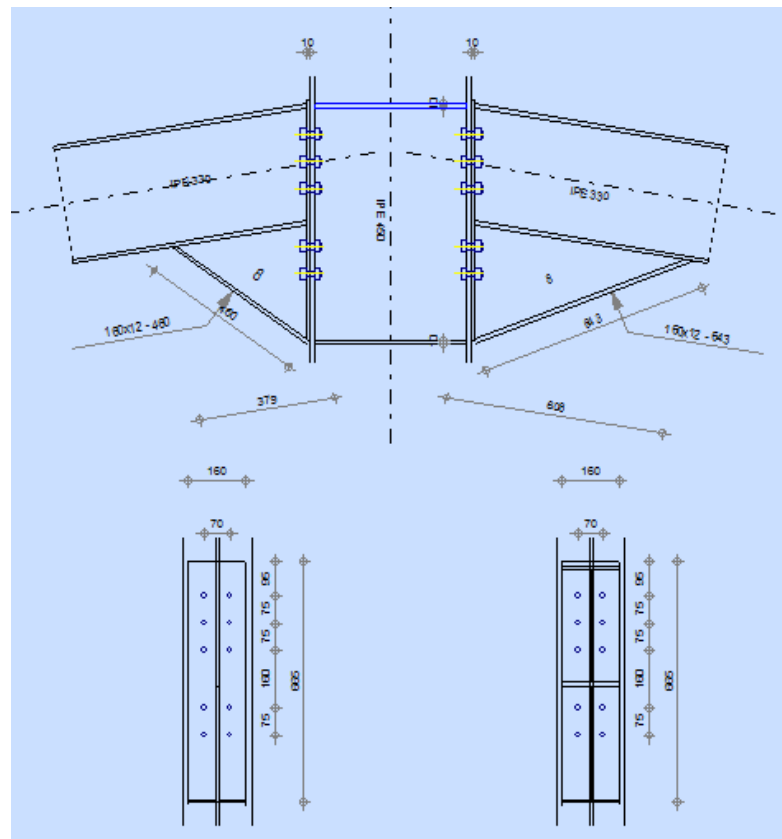


Figure VII-4. Schéma d'assemblage (traverse-traverse)

- Résultats :
- Distances de calcul :

Boulo n N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
1	Intérieur s							22	30						75	
2	Centraux	23	31					9	30							75
3	Centraux	23	31					9	30							11 8
4	Centraux	23	31					9	30							11 8
5	Centraux	23	31					9	30							75

$x = 54$  [mm]

Zone comprimée

$x = e_s * \sqrt{(b/e_a)}$

Tableau VII-4. Distances de calcul des boulons d'assemblage (traverse-traverse).

• **Efforts par boulon - efforts par boulon - méthode plastique :**

Boulon N°	$d_i$	$F_t$	$F_a$	$F_s$	$F_p$	$F_b$		$F_i$	$p_i$ [%]
1	547	3633,72	0,00	32077,91	3709,86	3014,40	>	649,52	100,00
2	472	3633,72	6609,38	10682,36	12705,06	3014,40	>	565,25	100,00
3	397	4066,30	10354,69	16735,70	14181,01	3014,40	>	480,98	100,00
4	237	4066,30	10354,69	16735,70	14181,01	3014,40	>	301,20	100,00
5	162	3633,72	6609,38	10682,36	12705,06	3014,40	>	216,93	100,00

*Tableau VII-5. Les efforts par boulons d'assemblage (traverse-traverse)*

$d_i$  – position du boulon

$F_t$  – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

$F_a$  – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

$F_s$  – effort transféré par la soudure

$F_p$  – effort transféré par l'aile du porteur

$F_b$  – effort transféré par le boulon

$F_i$  – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 649,52 < 3014,40 \quad \text{Vérfié} \quad (0,22)$$

Traction des boulons

$$1,25 \cdot F_{i\max} / A_s \leq S_{red} \quad |51713122,65| < 240000000,00 \quad \text{Vérfié} \quad (0,22)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{i\max}^2 + 2,36 \cdot T_1^2] / A_s} \leq S_{red} \quad |42559853,70| < 240000000,00 \quad \text{Vérfié} \quad (0,18)$$

$T_1 = 102,11$  [daN] Effort tranchant dans le boulon

$T_b = 2446,75$  [daN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant

[9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 102,11 < 2446,75 \quad \text{Vérfié} \quad (0,04)$$

• **Vérification de la poutre :**

•  $F_{res} = 3732,94$  [daN] Effort de compression

$$F_{res} = 2 \cdot SF_i - 2 \cdot N$$

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2.2]

$N_{c\ adm} = 55339,50$  [daN] Résistance de la section de la poutre

$$N_{c\ adm} = A_{bc} \cdot s_e + N \cdot A_{bc} / A_b$$

$$F_{res} \leq N_{c\ adm} \quad 3732,94 < 55339,50 \quad \text{Vérfié} \quad (0,07)$$

**COTE GAUCHE**

**DISTANCES DE CALCUL**

Boulon N°	Type	$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$	$a_6$	$a'_1$	$a'_2$	$a'_3$	$a'_4$	$a'_5$	$a'_6$	s	$s_1$	$s_2$
1	Intérieurs							22	30						75	
2	Centraux	23	31					9	30							75

3	Centraux	23	31					9	30							118
4	Centraux	23	31					9	30							118
5	Centraux	23	31					9	30							75

$x = 54$  [mm] Zone comprimée

$x = e_s * \ddot{O}(b/e_a)$

### EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE

Boulo n N°	$d_i$	$F_t$	$F_a$	$F_s$	$F_p$	$F_b$		$F_i$	$p_i$ [%]
1	545	3633,72	0,00	32077,91	3709,86	3014,40	>	404,21	100,00
2	470	3633,72	6609,38	10682,36	12705,06	3014,40	>	361,12	100,00
3	395	4066,30	10354,69	16735,70	14181,01	3014,40	>	318,03	100,00
4	235	4066,30	10354,69	16735,70	14181,01	3014,40	>	226,10	100,00
5	160	3633,72	6609,38	10682,36	12705,06	3014,40	>	183,01	100,00

$d_i$  – position du boulon

$F_t$  – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

$F_a$  – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

$F_s$  – effort transféré par la soudure

$F_p$  – effort transféré par l'aile du porteur

$F_b$  – effort transféré par le boulon

$F_i$  – effort sollicitant réel

$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$   $404,21 < 3014,40$  **Vérfié** (0,13)

Traction des boulons

$1.25 * F_{imax} / A_s \leq S_{red}$   $|32182261,10| < 240000000,00$  **Vérfié** (0,13)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$\ddot{O}[F_{imax}^2 + 2.36 * T_i^2] / A_s \leq S_{red}$   $|26177149,27| < 240000000,00$  **Vérfié** (0,11)

$T_1 = 48,37$  [daN] Effort tranchant dans le boulon

$T_b = 2446,75$  [daN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant

[9.2.2.1]

$T_1 \leq T_b$   $48,37 < 2446,75$  **Vérfié** (0,02)

### VERIFICATION DE LA POUTRE

$F_{res} = 1166,10$  [daN] Effort de compression

$F_{res} = 2 * SF_i - 2 * N$

Compression réduite de la semelle

[9.2.2.2.2]

$N_{c adm} = 55550,40$  [daN] Résistance de la section de la poutre

$N_{c adm} = A_{bc} * S_e + N * A_{bc} / A_b$

$F_{res} \leq N_{c adm}$   $1166,10 < 55550,40$  **Vérfié** (0,02)

### VERIFICATION DU POTEAU

#### COTE DROITE

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

$Q_L = 3732,94$  [daN] Effort tranchant

$V_R = 56158,52$  [daN] Effort tranchant dans l'âme

$V_R = 0.47 * A_v * S_e$

$Q_L \leq V_R$   $3732,94 < 56158,52$  **Vérfié** (0,07)

Compression de l'âme du poteau

$N \leq N_{pot}$  3732,94 < 83989,00 **Vérfifié** (0,04)

**COTE GAUCHE**

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

$Q_L = 1166,10$  [daN] Effort tranchant

$V_R = 56158,52$  [daN] Effort tranchant dans l'âme  $V_R = 0.47 * A_v * s_e$

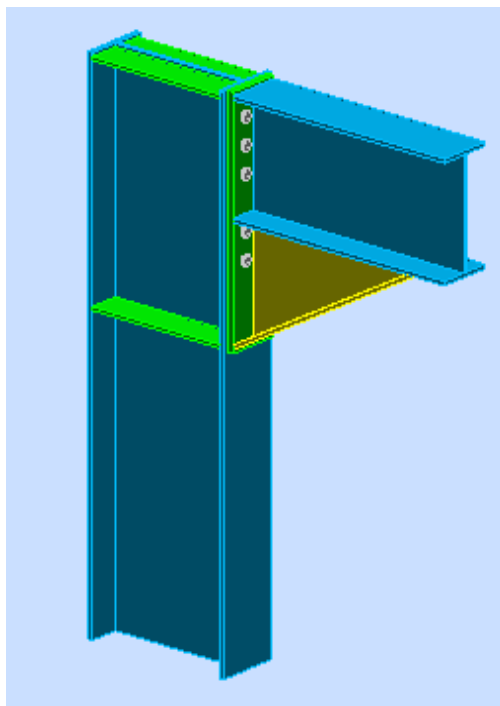
$Q_L \leq V_R$  1166,10 < 56158,52 **Vérfifié** (0,02)

Compression de l'âme du poteau

$N \leq N_{pot}$  1166,10 < 83989,00 **Vérfifié** (0,01)

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,22

### VII.4.3. Assemblage poteaux-poutre maitresse :



*Figure VII-5. Vue en 3D d'assemblage (poteau-poutre maitresse)*

- **Général :**

Assemblage N° : 6

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure : 608

Assemblage N° : 6

Barres de la structure : 492, 858

- **Géométrie :**

### **Poteau**

Profilé : IPE 450

Barre N° : 492

$a = -90,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_c = 450$  [mm] Hauteur de la section du poteau  
 $b_{fc} = 190$  [mm] Largeur de la section du poteau  
 $t_{wc} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 $t_{fc} = 15$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 $r_c = 21$  [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 $A_c = 98,82$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau  
 $I_{xc} = 33742,90$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la section du poteau  
 Matériau : ACIER  
 $\sigma_{ec} = 235000000,00$  [Pa] Résistance

### **Poutre**

Profilé : IPE 330

Barre N° : 858

$a = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_b = 330$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_f = 160$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wb} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fb} = 12$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_b = 18$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $r_b = 18$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_b = 62,61$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre

$a = 0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $I_{xb} = 11766,90$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre

Matériau : ACIER E24

$s_{eb} = 235000000,00$  [Pa] Résistance

### Boulons

$d = 16$  [mm] Diamètre du boulon  
Classe = 8.8 Classe du boulon  
 $F_b = 6908,00$  [daN] Résistance du boulon à la rupture  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 5$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_1 = 75$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
Ecartement  $e_i = 70$  [mm]  
Entraxe  $p_i = 75;75;150;75$  [mm]

### Platine

$h_p = 680$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_p = 160$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_p = 20$  [mm] Epaisseur de la platine  
Matériau : ACIER  
 $s_{ep} = 235000000,00$  [Pa] Résistance

### Jarret inférieur

$w_d = 160$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{fd} = 12$  [mm] Epaisseur de l'aile  
 $h_d = 330$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{wd} = 8$  [mm] Epaisseur de l'âme  
 $l_d = 600$  [mm] Longueur de la platine  
 $a = 28,8$  [Deg] Angle d'inclinaison  
Matériau : ACIER



$S_{ebu} = 235000000,00$  [Pa] Résistance

### Raidisseur poteau

#### Supérieur

$h_{su} = 421$  [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 90$  [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 10$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau : ACIER

$S_{esu} = 235000000,00$  [Pa] Résistance

#### Inférieur

$h_{sd} = 421$  [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 90$  [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 10$  [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau : ACIER

$S_{esu} = 235000000,00$  [Pa] Résistance

#### I.1.1 Soudures d'angle

$a_w = 6$  [mm] Soudure âme

$a_f = 9$  [mm] Soudure semelle

$a_s = 6$  [mm] Soudure du raidisseur

$a_{fd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

#### Efforts

Cas : 6:  $1.35(g+pp)+1.5q(1+2)*1.00+3*1.50$

$M_y = 400,91$  [daN\*m] Moment fléchissant

$F_z = -217,63$  [daN] Effort tranchant

$F_x = -351,84$  [daN] Effort axial

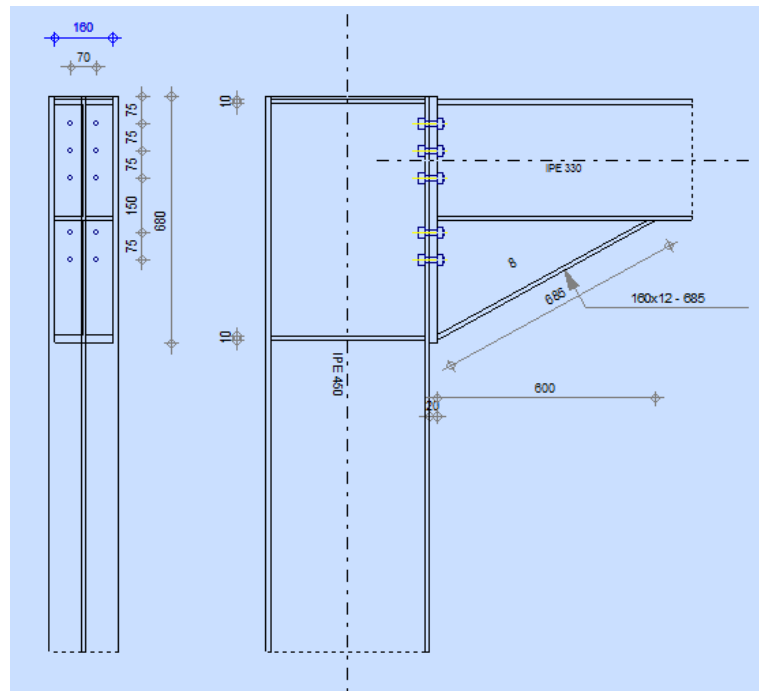


Figure VII-6. Schéma d'assemblage (poteau-poutre maitresse)

- Résultats :
  - Distances de calcul :

Boulon N°	Type	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>4</sub>	a <sub>5</sub>	a <sub>6</sub>	a' <sub>1</sub>	a' <sub>2</sub>	a' <sub>3</sub>	a' <sub>4</sub>	a' <sub>5</sub>	a' <sub>6</sub>	s	s <sub>1</sub>	s <sub>2</sub>
1	Intérieurs	23	31			41	54	9	30			47	55			
2	Centraux	23	31					9	30							75
3	Centraux	23	31					9	30							113
4	Centraux	23	31					9	30							113
5	Centraux	23	31					9	30							75

$x = 74$  [mm]

Zone comprimée

$x = e_s * \sqrt{(b/e_a)}$

Tableau VII-6. Distances de calcul des boulons d'assemblage (poteau-poutre maitresse)

- Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique :

Boulon N°	d <sub>i</sub>	F <sub>t</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>p</sub>	F <sub>b</sub>		F <sub>i</sub>	p <sub>i</sub> [%]
1	582	15216,18	0,00	29251,87	21074,78	6908,00	>	93,81	100,00
2	507	7267,44	6609,38	10682,36	12705,06	6908,00	>	77,18	100,00
3	432	8057,38	9914,06	16023,54	14052,97	6908,00	>	60,55	100,00

<b>4</b>	282	8057,38	9914,06	16023,54	14052,97	6908,00	>	27,30	100,00
<b>5</b>	207	7267,44	6609,38	10682,36	12705,06	6908,00	>	10,68	100,00

**Tableau VII-7.** Efforts par boulon d'assemblage (poteau-poutre maitresse)

$d_i$  – position du boulon

$F_t$  – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

$F_a$  – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

$F_s$  – effort transféré par la soudure

$F_p$  – effort transféré par l'aile du porteur

$F_b$  – effort transféré par le boulon

$F_i$  – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 93,81 < 6908,00 \quad \text{Vérfifié} \quad (0,01)$$

Traction des boulons

$$1.25 * F_{i\max} / A_s \leq S_{red} \quad |7468568,17| < 550000000,00 \quad \text{Vérfifié} \quad (0,01)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{i\max}^2 + 2.36 * T_1^2] / A_s} \leq S_{red} \quad |6343006,60| < 550000000,00 \quad \text{Vérfifié} \quad (0,01)$$

$T_1 = 21,76$  [daN] Effort tranchant dans le boulon

$T_b = 5607,14$  [daN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 21,76 < 5607,14 \quad \text{Vérfifié} \quad (0,00)$$

• **Vérfication de la poutre :**

$F_{res} = 1242,71$  [daN] Effort de compression  $F_{res} = 2 * SF_i - 2 * N$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$N_{c\ adm} = 52475,94$  [daN] Résistance de la section de la poutre  $N_{c\ adm} = A_{bc} * S_e + N * A_{bc} / A_b$

$$F_{res} \leq N_{c\ adm} \quad 1242,71 < 52475,94 \quad \text{Vérfifié} \quad (0,02)$$

- **Vérification du poteau :**

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2.2]

$F_{res} \leq F_{pot}$	$1242,71 < 88296,55$	Vérifié	(0,01)
------------------------	----------------------	---------	--------

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

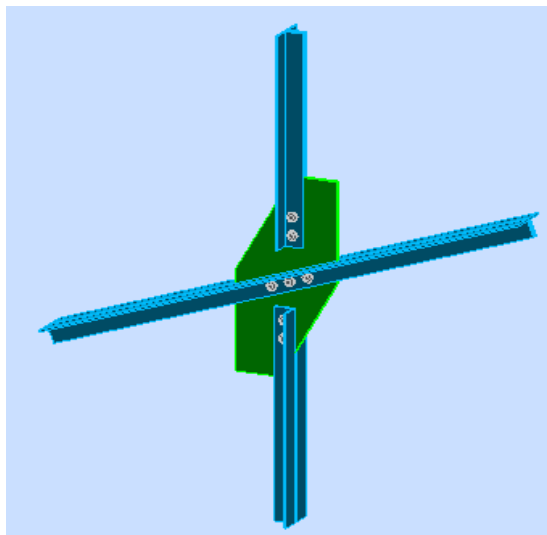
$V_R = 56158,52$  [daN] Effort tranchant dans l'âme  $V_R = 0.47 * A_v * s_e$

$ F_{res}  \leq V_R$	$ 1242,71  < 56158,52$	Vérifié	(0,02)
----------------------	------------------------	---------	--------

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,02

#### VII.4.4. Assemblages des contreventements verticaux :



*Figure VII-7. Vue en 3D d'assemblage contreventement verticale*

- **Général :**

Assemblage N° : 9

Nom de l'assemblage : Gousset - noeud intérieur

Noeud de la structure : 60

Barres de la structure : 380, 377, 379, 378,

- Géométrie :

- Barre :

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
<b>Barre N° :</b>		380	377	379	378		
<b>Profilé :</b>		2 CAE 60x6	2 CAE 60x6	2 CAE 60x6	2 CAE 60x6		
	h	60	60	60	60		mm
	b <sub>f</sub>	60	60	60	60		mm
	t <sub>w</sub>	6	6	6	6		mm
	t <sub>f</sub>	6	6	6	6		mm
	r	8	8	8	8		mm
	A	13,82	13,82	13,82	13,82		cm <sup>2</sup>
<b>Matériau :</b>		ACIER	ACIER	ACIER	ACIER		
	s <sub>e</sub>	235000000,00	235000000,00	235000000,00	235000000,00		Pa
	f <sub>u</sub>	365000000,00	365000000,00	365000000,00	365000000,00		Pa
<b>Angle</b>	a	20,4	90,0	20,4	90,0		Deg
<b>Longueur</b>	l	0,00	0,00	0,00	0,00		m

*Tableau VII-8. Les caractéristiques des barres*

- Boulons :

**Barre 1 :**

Barre 1-3

<b>Classe =</b>	<b>4.8</b>		<b>Classe du boulon</b>
<b>d =</b>	16	[mm]	Diamètre du boulon
<b>d<sub>0</sub> =</b>	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
<b>A<sub>s</sub> =</b>	1,57	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
<b>A<sub>v</sub> =</b>	2,01	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
<b>f<sub>yb</sub> =</b>	280000000,00	[Pa]	Limite de plasticité
<b>f<sub>ub</sub> =</b>	400000000,00	[Pa]	Résistance du boulon à la traction
<b>n =</b>	3		Nombre de colonnes des boulons
<b>Espacement des boulons</b>		60 ;60 [mm]	
<b>e<sub>2</sub> =</b>	30	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

*Tableau VII-9. Caractéristiques des boulons (barre 1)*

**Barre 2 :**

<b>Classe =</b>	<b>4.8</b>		<b>Classe du boulon</b>
<b>d =</b>	16	[mm]	Diamètre du boulon
<b>d<sub>0</sub> =</b>	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
<b>A<sub>s</sub> =</b>	1,57	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
<b>A<sub>v</sub> =</b>	2,01	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
<b>f<sub>yb</sub> =</b>	280000000,00	[Pa]	Limite de plasticité
<b>f<sub>ub</sub> =</b>	400000000,00	[Pa]	Résistance du boulon à la traction
<b>n =</b>	2		Nombre de colonnes des boulons
<b>Espacement des boulons</b>		60 [mm]	
<b>e<sub>1</sub> =</b>	<b>40</b>	[mm]	<b>Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre</b>
<b>e<sub>2</sub> =</b>	30	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
<b>e<sub>c</sub> =</b>	100	[mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

*Tableau VII-10. Caractéristiques des boulons (barre 2)*

**Barre 4 :**

<b>Classe =</b>	<b>4.8</b>		<b>Classe du boulon</b>
<b>d =</b>	16	[mm]	Diamètre du boulon
<b>d<sub>0</sub> =</b>	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
<b>A<sub>s</sub> =</b>	1,57	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section efficace du boulon
<b>A<sub>v</sub> =</b>	2,01	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de la section du boulon
<b>f<sub>yb</sub> =</b>	280000000,00	[Pa]	Limite de plasticité
<b>f<sub>ub</sub> =</b>	400000000,00	[Pa]	Résistance du boulon à la traction
<b>n =</b>	2		Nombre de colonnes des boulons
<b>Espacement des boulons</b>		60 [mm]	
<b>e<sub>1</sub> =</b>	<b>40</b>	<b>[mm]</b>	<b>Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre</b>
<b>e<sub>2</sub> =</b>	30	[mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
<b>e<sub>c</sub> =</b>	100	[mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

*Tableau VII-11. Caractéristiques des boulons (barre 4)*

- **Gousset :**

$l_p = 320$  [mm] Longueur de la platine

$h_p = 660$  [mm] Hauteur de la platine

$t_p = 10$  [mm] Epaisseur de la platine

- **Paramètre :**

$h_1 = 0$  [mm] Grugeage

$v_1 = 0$  [mm] Grugeage

$h_2 = 180$  [mm] Grugeage

$v_2 = 330$  [mm] Grugeage

$h_3 = 0$  [mm] Grugeage

$v_3 = 0$  [mm] Grugeage

$h_4 = 180$  [mm] Grugeage

$v_4 = 330$  [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (10 ;0)

$e_v = 330$  [mm Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des  
] barres

$e_h = 150$  [mm Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des  
] barres

$e_v = 330$  [mm Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des ]  
barres

Matériau : ACIER E24

$s = 235000000,00$  [Pa] Résistance

- **Efforts :**

**Cas : Calculs manuels**

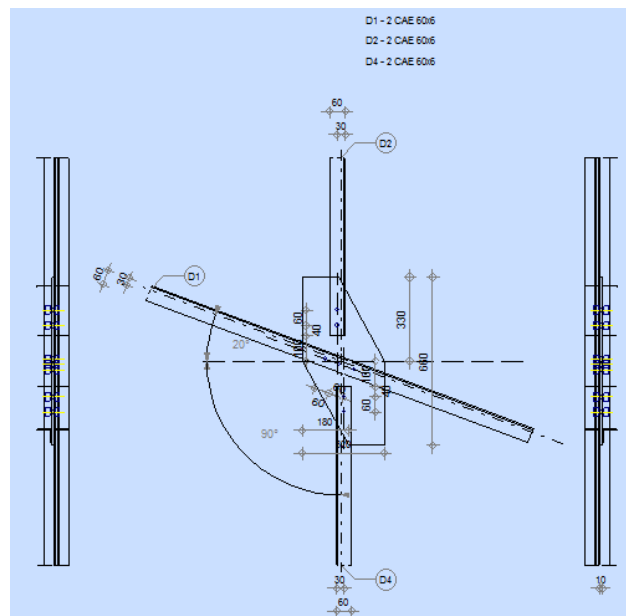
Cas :  $9 : (g+pp)+1.5v+1.3n (1+2)*1.00+4*1.50+5*1.30$

$N_1 = -1629,15$  [daN] Effort axial

$N_2 = 1437,31$  [daN] Effort axial

$N_3 = -1141,84$  [daN] Effort axial

$N_4 = 1285,35$  [daN] Effort axial



*Figure VII-8. Schéma d'assemblage contreventement verticale*

- **Résultats :**

**Résultats****Platine**

<b>Section gousset</b>			
$N_1 < N_{res}$	$ -1629,15  < 58264,83$	Vérfifié	(0,03)
<b>Attache gousset</b>			
$N_2 < N_{res}$	$ 1437,31  < 14820457234166628000,00$	Vérfifié	(0,00)

**Barres**

$T_1 = 17127,27$  [daN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_1 = 32470,75$  [daN] Résistance de la barre

$ N_1  < \min(T_1; N_{c1})$	$ -1629,15  < 17127,27$	Vérfifié	(0,10)
$ N_1  < \min(T_1; N_{c1})$	$ -1629,15  < 17127,27$	Vérfifié	(0,10)
$T_2 = 11418,18$ [daN]	Résistance des boulons au cisaillement		
$M_2 = 17491,03$ [daN]	Résistance de la barre		
$ N_2  < \min(T_2; N_{c2})$	$ 1437,31  < 11418,18$	Vérfifié	(0,13)
$ N_2  < \min(T_2; N_{c2})$	$ 1437,31  < 11418,18$	Vérfifié	(0,13)
$T_3 = 17127,27$ [daN]	Résistance des boulons au cisaillement		
$M_3 = 32470,75$ [daN]	Résistance de la barre		
$ N_3  < \min(T_3; N_{c3})$	$ -1141,84  < 17127,27$	Vérfifié	(0,07)
$ N_3  < \min(T_3; N_{c3})$	$ -1141,84  < 17127,27$	Vérfifié	(0,07)
$T_4 = 11418,18$ [daN]	Résistance des boulons au cisaillement		
$M_4 = 17491,03$ [daN]	Résistance de la barre		
$ N_4  < \min(T_4; N_{c4})$	$ 1285,35  < 11418,18$	Vérfifié	(0,11)
$ N_4  < \min(T_4; N_{c4})$	$ 1285,35  < 11418,18$	Vérfifié	(0,11)

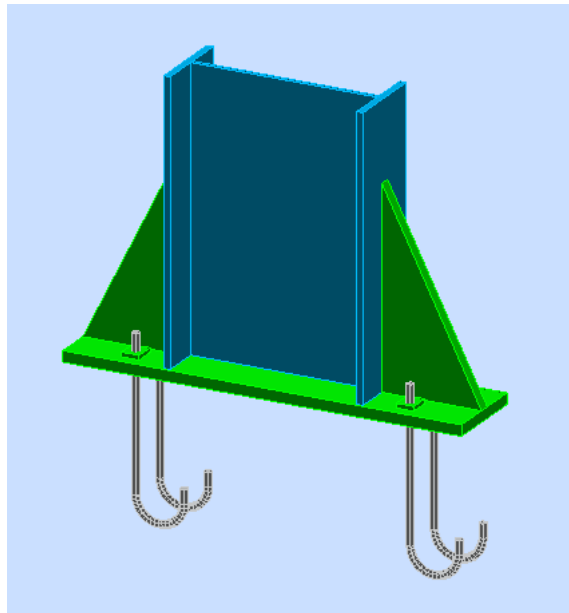
*Tableau VII-12. Vérification des résistances des barres du contreventement vertical*

- **Conclusion :**

Assemblage satisfaisant vis à vis de la norme	Ratio	0.13
---	-------	------

**VII.4.5. Assemblage pied de poteau :**





*Figure VII-9. Vue en 3D d'assemblage pied de poteau.*

## GENERAL

Assemblage N° : 12  
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré  
 Noeud de la structure : 300  
 Barres de la structure : 9

## GEOMETRIE

### POTEAU

Profilé : IPE 450  
 Barre N° : 9  
 a = 0,0 [Deg] Angle d'inclinaison  
 h<sub>c</sub> = 450 [mm] Hauteur de la section du poteau  
 b<sub>fc</sub> = 190 [mm] Largeur de la section du poteau  
 t<sub>wc</sub> = 9 [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau  
 t<sub>fc</sub> = 15 [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau  
 r<sub>c</sub> = 21 [mm] Rayon de congé de la section du poteau  
 A<sub>c</sub> = 98,82 [cm<sup>2</sup>] Aire de la section du poteau

Profilé : IPE 450

$I_{yc} = 33742,90 \text{ [cm}^4\text{]}$  Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER

$s_{ec} = 235000000,00 \text{ [Pa]}$  Résistance

### PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU

$l_{pd} = 900 \text{ [mm]}$  Longueur

$b_{pd} = 200 \text{ [mm]}$  Largeur

$t_{pd} = 25 \text{ [mm]}$  Epaisseur

Matériau : ACIER E24

$s_e = 235000000,00 \text{ [Pa]}$  Résistance

### ANCORAGE

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage

$d = 18 \text{ [mm]}$  Diamètre du boulon

$d_0 = 20 \text{ [mm]}$  Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage

$n_H = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 2$  Nombre de rangées des boulons

$e_H = 620 \text{ [mm]}$  Ecartement

$e_V = 105 \text{ [mm]}$  Entraxe

### Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 48 \text{ [mm]}$

$L_2 = 300 \text{ [mm]}$

$L_3 = 110 \text{ [mm]}$

$L_4 = 32 \text{ [mm]}$

### Plaquette

$l_{wd} = 40 \text{ [mm]}$  Longueur

$b_{wd} = 48 \text{ [mm]}$  Largeur

$t_{wd} = 10 \text{ [mm]}$  Epaisseur

**RAIDISSEUR**

$l_r = 225$  [mm] Longueur

$h_s = 450$  [mm] Hauteur

$t_s = 25$  [mm] Epaisseur

**SEMELLE ISOLEE**

$L = 1000$  [mm] Longueur de la semelle

$B = 500$  [mm] Largeur de la semelle

$H = 900$  [mm] Hauteur de la semelle

**BETON**

$f_{c28} = 20000000,00$  [Pa] Résistance

$s_{bc} = 11333333,33$  [Pa] Résistance

$n = 15,00$  ratio Acier/Béton

**SOUDURES**

$a_p = 11$  [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 15$  [mm] Raidisseurs

**EFFORTS**

Cas : 6:  $1.35(g+pp)+1.5q (1+2)*1.00+3*1.50$

$N = -54283,33$  [daN] Effort axial

$Q_y = 10,68$  [daN] Effort tranchant

$Q_z = 967,64$  [daN] Effort tranchant

$M_y = -1719,24$  [daN\*m] Moment fléchissant

$M_z = 21,46$  [daN\*m] Moment fléchissant

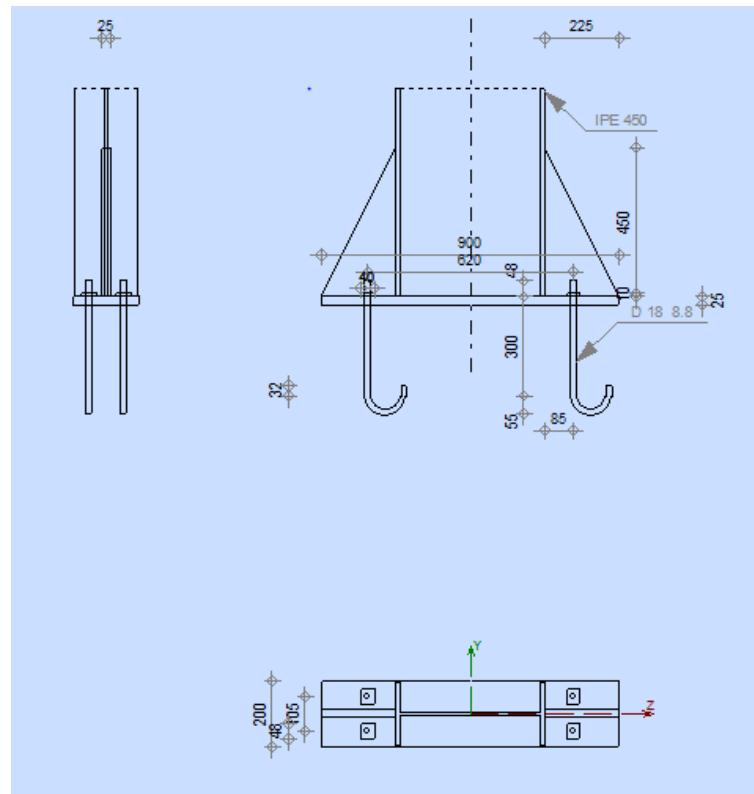


Figure VII-10. Schéma d'assemblage pied de poteau

**RESULTATS**

**BETON**

$d_{tz} = 310$  [mm] Distance de la colonne des boulons d'ancrage de l'axe Y

$d_{ty} = 53$  [mm] Distance de la rangée extrême des boulons d'ancrage de l'axe Z

$z'_0 = 900$  [mm] Zone comprimée  $z'_0 = I_{pd}$

$p_{m1} = 3652603,39$  [Pa] Contrainte due à l'effort axial et au moment  $M_y$   $p_{m1} = (6 * M'_y + N' * I_{pd}) / (b_{pd} * I_{pd}^2)$

$p_{m2} = 34555,9$  [Pa] Contrainte due au moment  $M_z$   $p_{m2} = M_z * 0.5 * b_{pd} / I_z$

**VERIFICATION DU BETON POUR LA PRESSION DIAMETRALE**

$p_m = 3687159,34$  [Pa] Contrainte maxi dans le béton  $p_m = p_{m1} + p_{m2}$

$h_b = 1970$  [mm]  $h_b = 2 * [(b/2 - 0.5 * (n_v - 1) * a_v) + a_h]$

$b_b = 1455$  [mm]  $b_b = \max(2 * (b/2 - 0.5 * (n_v - 1) * a_v) + a_v, b_{pd})$

$$K = \max(1.1; 1 + (3 - b_{pd}/b_b - l_{pd}/h_b) * \ddot{O}[(1 - b_{pd}/b_b) * (1 - l_{pd}/h_b)]) \quad [\text{Lescouarc'h (1.c)}]$$

$$K = 2,65 \quad \text{Coefficient de zone de pression diamétrale}$$

$$p_m \leq K * S_{bc} \quad 3687159,34 < 29994831,08 \quad \text{Vérfié} \quad (0,12)$$

### I.1.2 ANCRAGE

$$N_{j1} = 0,00 \quad [\text{daN}] \quad \text{Effort de traction dû à l'effort axial et au moment } M_y$$

$$N_{j2} = 6,92 \quad [\text{daN}] \quad \text{Effort de traction dû au moment } M_z \quad N_{j2} = M_z * s/2 / I_z * n * A_j$$

$$N_t = 6,92 \quad [\text{daN}] \quad \text{Force de traction max dans le boulon d'ancrage} \quad N_t = N_{j1} + N_{j2}$$

#### Vérification de la semelle tendue du poteau

$$l_1 = 95 \quad [\text{mm}] \quad l_1 = 0.5 * b_{fc}$$

$$l_2 = 134 \quad [\text{mm}] \quad l_2 = p * 0.5 * a_2$$

$$l_3 = 176 \quad [\text{mm}] \quad l_3 = 0.5 * [(b_{fc} - s) + p * a_2]$$

$$l_4 = 186 \quad [\text{mm}] \quad l_4 = 0.5 * (s + p * a_2)$$

$$l_{\text{eff}} = 95 \quad [\text{mm}] \quad l_{\text{eff}} = \min(l_1, l_2, l_3, l_4)$$

$$N_t \leq l_{\text{eff}} * t_{fc} * S_{ec} \quad 6,92 < 32594,50 \quad \text{Vérfié} \quad (0,00)$$

#### Adhérence

$$N_t \leq p * d * t_s * (L_2 + 6.4 * r + 3.5 * L_4) \quad 6,92 < 4665,94 \quad \text{Vérfié} \quad (0,00)$$

#### Vérification de la résistance de la section filetée d'une tige

$$N_t \leq 0.8 * A_s * S_e \quad 6,92 < 8448,00 \quad \text{Vérfié} \quad (0,00)$$

#### Résistance un effort incliné sur le plan du joint

$$|T_z| \leq \ddot{O}[S_e^2 * A_b^2 - N^2]/1.54 \quad |241,91| < 6857,14 \quad \text{Vérfié} \quad (0,04)$$

$$|T_y| \leq \ddot{O}[S_e^2 * A_b^2 - N^2]/1.54 \quad |2,67| < 6857,14 \quad \text{Vérfié} \quad (0,00)$$

### I.1.3 PLATINE

#### Zone de traction

$$M_{11'} = 1,18 \quad [\text{daN*m}] \quad \text{Moment fléchissant} \quad M_{11'} = n_v * N_t * (d_{tz} - h_c/2)$$

$$M_{11'} \leq S_e * W \quad 1,18 < 30381,01 \quad \text{Vérfié} \quad (0,00)$$

#### Cisaillement

$$V_{11'} = 13,85 \quad [\text{daN}] \quad \text{Effort tranchant} \quad V_{11'} = n_v * N_t$$

$$V_{11'} \leq \frac{s_e}{\sqrt{3}} * h_r * t_r * n_r / 1.5 \quad 13,85 < 101757,98 \quad \text{Vérfié} \quad (0,00)$$

$$t_{pmin} = 0 \text{ [mm]} \quad t_{pmin} = V_{11'} * 1.5 * \frac{\sqrt{3}}{s_e * b_{pd}}$$

$$t_{pd}^3 t_{pmin} \quad 25 > 0 \quad \text{Vérfié} \quad (0,00)$$

**Traction**

$$a_3 = 19 \text{ [mm]} \text{ Pince bord de la soudure du raidisseur-axe du boulon d'ancrage} \quad a_3 = a_4 - \sqrt{2} a_r$$

$$a_4 = 40 \text{ [mm]} \text{ Pince bord du raidisseur-axe du boulon d'ancrage} \quad a_4 = (a_v - t_r) / 2$$

$$s' = 126 \text{ [mm]} \quad s' = \min(p, a_4, l_r)$$

$$N_t [\text{daN}] \leq 375 * t_{pd} [\text{mm}] * [(a_4/a_3) * (s'/(s'+a_4))] \quad 6,92 < 15141,23 \quad \text{Vérfié} \quad (0,00)$$

**Zone comprimée**

$$M_{22'} = 1807,05 \text{ [daN*m]} \text{ Moment fléchissant} \quad M_{22'} = b_{pd}/24 * (l_{pd} - h_c)^2 * (p + 2 * p_m)$$

$$M_{22'} \leq s_e * W \quad 1807,05 < 30381,01 \quad \text{Vérfié} \quad (0,06)$$

**Cisaillement**

$$V_{22'} = 15797,87 \text{ [daN]} \text{ Effort tranchant} \quad V_{22'} = 0.25 * b_{pd} * (l_{pd} - h_c) * (p + 2 * p_m)$$

$$V_{22'} \leq \frac{s_e}{\sqrt{3}} * h_r * t_r * n_r / 1.5 \quad 15797,87 < 101757,98 \quad \text{Vérfié} \quad (0,16)$$

$$t_{pmin} = 9 \text{ [mm]} \quad t_{pmin} = V_{22'} * 1.5 * \frac{\sqrt{3}}{s_e * b_{pd}}$$

$$t_{pd}^3 t_{pmin} \quad 25 > 9 \quad \text{Vérfié} \quad (0,35)$$

**Section oblique dans la zone de la dalle comprimée**

$$l_1 = 239 \text{ [mm]} \text{ Distance horizontale (section 55' ou 66')}$$

$$l_2 = 88 \text{ [mm]} \text{ Distance verticale (section 55' ou 66')}$$

$$l_3 = 254 \text{ [mm]} \text{ Longueur de la section 55'} \quad l_3 = \sqrt{l_1^2 + l_2^2}$$

$$M_{55'} = 104,52 \text{ [daN*m]} \text{ Moment fléchissant} \quad M_{55'} = p_m * (l_1 * l_2)^2 / (6 * l_3)$$

$$M_{55'} \leq \frac{s_e * (l_3 * t_{pd}^2)}{6} \quad 104,52 < 622,19 \quad \text{Vérfié} \quad (0,17)$$

**Cisaillement**

$$V_{55'} = 3816,94 \text{ [daN]} \text{ Effort tranchant} \quad V_{55'} = p_m * l_3 * t_{pd}$$

$$V_{55'} \leq \frac{s_e}{\sqrt{3}} * l_3 * t_{pd} / 1.5 \quad 3816,94 < 57475,69 \quad \text{Vérfié} \quad (0,07)$$

**I.1.4 RAIDISSEUR**

$V_1 =$	11,34 [daN] Effort tranchant	$V_1 = \max(1.25 \cdot N_j, 2 \cdot N_j / [1 + (a_4/a_2)^2])$
$M_1 =$	0,96 [daN*m] Moment fléchissant	$M_1 = V_1 \cdot a_2$
$V_m =$	15797,87 [daN] Effort tranchant du raidisseur	$V_m = \max(V_1, V_{22})$
$M_m =$	1807,05 [daN*m] Moment fléchissant du raidisseur	$M_m = \max(M_1, M_{22})$

**Epaisseur**

$t_{r1} =$	4 [mm] Epaisseur minimale du raidisseur	$t_{r1} = 2.6 \cdot V_m / (s_e \cdot h_r)$
$t_{r2} =$	4 [mm] Epaisseur minimale du raidisseur	$t_{r2} = \sqrt{[h_r^2 \cdot V_m^2 + 6.75 \cdot M_m^2]} / (s_e \cdot h_r \cdot l_r)$
$t_{r3} =$	20 [mm] Epaisseur minimale du raidisseur	$t_{r3} = 0.04 \cdot \sqrt{[l_r^2 + h_r^2]}$
$t_r \geq \max(t_{r1}, t_{r2}, t_{r3})$	25 > 20	<b>vérifié</b> (0,80)

**Soudures**

$a'_r =$	2 [m Epaisseur min de la soudure du raidisseur avec la plaque principale	$a'_r = k \cdot \sqrt{[(0.7 \cdot V_m)^2 + (1.3 \cdot M_m / h_r)^2]} / (l_r \cdot s_e)$
$a''_r =$	1 [m Epaisseur min de la soudure du raidisseur avec le poteau	$a''_r = k \cdot \max(1.3 \cdot V_m, 2.1 \cdot M_m / h_r) / (h_r \cdot s_e)$
$a_r \geq \max(a'_r, a''_r)$	15 > 2	<b>vérifié</b> (0,11)

**POTEAU**

$t_w \geq 3 \cdot M_m / (s_{ec} \cdot h_r^2)$	9 > 1	<b>vérifié</b> (0,12)
---	-------	-----------------------

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,80

# *Conclusion*

Le projet de fin d'études est une phase très importante dans le cycle de formation d'un étudiant, en effet il lui donne une idée large sur une partie de son domaine de spécialité ce qui lui permet de mieux comprendre ce qu'il a vu, à propos de cette partie, au cours de son enseignement théorique.

Grace à ce projet de fin d'étude, nous avons appris à utiliser à intégrer les connaissances prodiguées lors de notre formation. Il nous a permis de pré-dimensionner, calculer et vérifier des éléments d'une construction métallique tout en tenant en compte des effets d'instabilité.

D'une manière plus précise, nous avons mis en application les règlements telle que EC 03, RNVA 2013.

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, la neige, le vent.

Ce travail consiste à étudier et dimensionner un bâtiment administratif. Après avoir défini les charges agissantes sur la structure, les poteaux, poutres sablières, fermes, contreventements, stabilités, pannes, potelets et lisses de bardage comme éléments de la structure ont été dimensionnés.

Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, permis de faire nos premiers pas dans une future vie professionnelle.



# Références Bibliographiques

- CTICM, Bonnes pratiques pour la construction des structures en acier, Guide destiné aux architectes, concepteurs et constructeurs, France, 2008.
- REKKAB A., ETUDE D'UN BATIMENT (R+2) EN CHARPENTE METALLIQUE, Mémoire de Master en Génie Civil, Spécialité : CONSTRUCTION METALLIQUE, Université de Tlemcen, 2013.
- DTR C 2-4.7, Règlement Neige et Vent 2013, CNERIB, Algérie, 2013.
- DTR BC- 2.2., Charges permanentes et charges d'exploitation, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, CGS, Algérie, 1995.
- NF EN 1993, Eurocode 3 : Calcul des structures en acier, AFNOR, 2000.
- Logiciel, Autodesk Robot Structural Analysis Professional, 2010.