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

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنســيس جانســون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État
Filière : Travaux Publics
Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Etude d'un hangar de maintenance mécanique avec pont roulant de 10 tonnes

Présenté par :

SOUILMI Akram

Encadré par :

Mme Téfrat
Mme Boukezzi Yamina

Promotion 2022 /2023

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements

Au terme de ce projet de fin d'études, je tiens à exprimer ma parfaite gratitude et remerciements à Allah le tout puissant qui m'a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

- Je tiens à exprimer ma gratitude à mes chers parents et à mes sœurs pour leur soutien durant ces longues années d'études, leurs encouragements et leurs sacrifices. Je remercie particulièrement ma grande sœur Zahra, sans ses encouragements incessants, je n'aurais pas continué à avancer dans cette voie.

- Je tiens à remercier Madame SAHNOUNE, responsable du service formation pour m'avoir grandement facilité mon insertion dans ce milieu professionnel, ainsi que pour m'avoir permis de passer mes trois stages pratiques du cycle ingénieur chez BATIMETAL.

- C'est également avec une profonde reconnaissance et considération que je remercie le personnel du service charpente BATIMETAL pour m'avoir chaleureusement accueilli et pour m'avoir accompagné tout au long de ce parcours. Je tiens explicitement à remercier les personnes suivantes pour leurs efforts et leur dévouement :

  - Mme Tefrat (chef de service charpente).
  - Mr Kherabet(Dessinateur Projeteur).
  - Mr Meghnoudj (Dessinateur Projeteur).
  - Mr Chachoua (Dessinateur Projeteur).
  - Mr Derraoui (Ingénieur en charpente métallique).
  - Mr Kherroubi (Ingénieur en charpente métallique).

- Je remercie grandement ma co-encadrante Mme BOUKEZZI, enseignante en charpente métallique pour m'avoir enseigné les notions théoriques de la charpente métallique ainsi que pour m'avoir aidé et accompagné tout au long de ce stage pratique.

- Nous ne saurons oublier de remercier les honorables membres du jury qui nous ont fait l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail, ainsi que l'ensemble des enseignants et l'ensemble du personnel, particulièrement Amina et Mustapha de l'école supérieure E.N.S.T.P.

Résumé

Notre projet de fin d'études consiste à faire l'étude d'un hangar de maintenance mécanique en charpente métallique. Il sera doté d'un pont roulant bipoutre pouvant soulever et déplacer une charge nominale de dix tonnes. Cet ouvrage est localisé dans la Wilaya de Ouargla. Par conséquent, la sollicitation horizontale principale que nous traiterons sera celle du vent. Durant cette étude, nous aurons également à dimensionner les fermes qui ont pour rôle principal de supporter et d'acheminer la charge du vent aux fondations. En effet, comme nous le verrons par la suite la charge du vent est importante car notre ouvrage possède une **face dominante** importante. Nous avons principalement utilisé le logiciel de calcul Robot Structural Analysis pour les vérifications finales. **Nous avons également réalisé plusieurs petits programmes sous le langage Python afin d'automatiser les taches itératives .**

Mots clés

_ Pont Roulant bipoutre.
_ Ferme.
_ Action du vent.
_ Poutre de roulement.
_ Python.
_ Programmation.

Abstract

Our end-of-study project consist of designing a mechanical maintenance steel structure hangar. It will be equipped with a double crane supporting beam with nominal capacity of ten tons. This project is located in Ouargla's Wilaya. Hence the primary horizontal force that it will be subjected to is the wind force. During this case study, we will be designing truss frames as horizontal members for our main frames. Truss members are in this case the most adapted for resisting and transmitting wind load to the foundations. In fact, as we'll notice later, the wind load is important due to the existing **dominant face.** We made the final verifications using the design software Robot Structural Analysis. **We wrote small scripts using Python programming language in order to automate the repetitive tasks** (captures of these results are presented when necessary).

Keywords

_ Crane bridge.
_ Truss.
_ Wind action.
_ Crane supporting beam.
_ Python.
_ Programming.

ملخص

يتكون مشروعنا لنهاية الدراسة من تصميم هيكل صلب لمستودع صيانة ميكانيكية. سيتم تجهيزه برافعة علوية بسعة قدرها عشرة أطنان.

يقع هذا المشروع في ولاية ورقلة. وبالتالي القوة الأفقية الرئيسية التي سيتعرض لها هي قوة الرياح. خلال هذه الدراسة، سنقوم بتصميم التروس كأعضاء أفقية للإطارات الرئيسية. تعتبر أعضاء التروس مناسبة في هذه الحالة لمقاومة ونقل حمل الرياح إلى الأساسيات. في الواقع، كما سنلاحظ لاحقًا، يكون الحمل الرياحي ذو شدة عالية بسبب الوجه المهيمن.

أجرينا التحققات النهائية باستخدام برنامج الحساب روبوت ستركترال انالزس.

قمنا كذلك بتحقيق برامج صغيرة بالستعمال لغة البرمجة بايثون و ذلك بهدف أتمتة الاجرات المتكررة (يتم تقديم صور لهذه النتائج عند الضرورة).

الكلمات المفتاحية

_ رافعة علوية.

_ تروس.

_ حمل الرياح.

_ شعاع المدرج.

_ بايثون.

_ البرمجة.

Table des matières

1 Étude climatique **1**
- 1.1 Descriptif du projet . . . 2
  - 1.1.1 Donnée relatives au site . . . 2
  - 1.1.2 Dimensions . . . 2
  - 1.1.3 Matériaux utilisés . . . 3
- 1.2 Calcul de la charge climatique . . . 3
  - 1.2.1 But de l'étude climatique . . . 3
  - 1.2.2 Étape 1 : Calcul de la pression de point q_p . . . 3
  - 1.2.3 Étape 2 : Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe} . . . 6
  - 1.2.4 Étape 3 : Calcul des coefficients de pression intérieures C_{pi} et determination de la charge du vent $W(z_{eq})$ . . . 8
- 1.3 Charge due à l'accumulation de sable . . . 15

2 vérification des éléments secondaires **16**
- 2.1 vérification des pannes (**purlings)** . . . 17
  - 2.1.1 Définition des pannes **(purlings)** . . . 17
  - 2.1.2 Objectifs de l'étude des pannes . . . 17
  - 2.1.3 Pré dimensionnement des Pannes . . . 17
  - 2.1.4 Dimensionnement des pannes : Profilé retenu IPE200 . . . 19
- 2.2 Vérification des lisses de bardage (**side rails)** . . . 24
  - 2.2.1 Définition des lisses **(side rails)** . . . 24
  - 2.2.2 Objectifs de l'étude des lisses . . . 24
  - 2.2.3 Pré dimensionnement des lisses . . . 24
  - 2.2.4 dimensionnement des Lisses :Profilé retenu UPN160 . . . 26
- 2.3 Vérification des potelets . . . 31
  - 2.3.1 Définition des potelets (Gable columns) . . . 31
  - 2.3.2 Pré dimensionnement des potelets . . . 32

3 Étude de plancher **38**
- 3.1 Introduction . . . 39
- 3.2 Définition . . . 39
- 3.3 Disposition des solives . . . 39
- 3.4 Caractéristique des éléments constructifs . . . 40
- 3.5 Vérification au stade de montage . . . 40
  - 3.5.1 Évaluation des charges . . . 40
  - 3.5.2 Vérification de la flèche (ELS) . . . 41
  - 3.5.3 Vérification à l'ELU . . . 41
- 3.6 Vérification au stade final (après durcissement du béton) . . . 42

3.6.1 Détermination de la position de l'axe neutre . . . 43
3.6.2 Détermination l'inertie de la poutre mixte . . . 44
3.6.3 Le moment de flexion sollicitant . . . 44
3.6.4 Calcul et dimensionnement des connecteurs . . . 46

4 Étude de la poutre de roulement 49
4.1 Introduction . . . 50
4.2 Documents réglementaires . . . 50
4.3 Caractéristiques du pont roulant . . . 51
4.4 Détermination de Q_{c1} et Q_{c2} poids propre du pont roulant et poids propre du chariot 53
4.5 Les charges verticales par galet . . . 54
4.5.1 Coefficient d'amplification dynamique ϕ_i . . . 54
4.5.2 Détermination des charges verticales à vide(sans charge nominale) par galet . 55
4.5.3 Détermination des charges verticales en charge(avec charge nominale) par galet 58
4.6 Détermination des charges horizontales . . . 61
4.6.1 Charges horizontales causées par les accélérations et les décélérations du pont roulant . . . 61
4.6.2 Charges horizontales causées par la marche en crabe du pont roulant . . . 64
4.6.3 Forces horizontales causées par les accélérations et les décélérations du chariot $H_{T,3}$ . . . 68
4.7 Tableau récapitulatif des résultats . . . 68
4.8 Prédimensionnement de la poutre de roulement (Vérifications à l'ELS) . . . 68
4.8.1 Flèche verticale . . . 69
4.8.2 Flèche horizontale . . . 70
4.9 Vérification à l'ELU . . . 75
4.9.1 Détermination des efforts internes . . . 75
4.9.2 Critère de vérification de la résistance en section . . . 77
4.9.3 Vérification du déversement . . . 77
4.10 Conclusion . . . 77

5 Étude des contreventements (horizontal and vertical bracings) 79
5.1 Introduction . . . 80
5.2 Les différents types de contreventements . . . 80
5.3 Efforts du vent sur le pignon . . . 80
5.4 Calcul de la poutre au vent . . . 81
5.4.1 Les efforts horizontaux F_i . . . 81
5.4.2 Les Efforts dans les diagonales . . . 82
5.5 Section de la diagonale . . . 84
5.5.1 Pré dimensionnement des diagonales . . . 84
5.5.2 Vérification de la résistance à la traction . . . 84
5.6 Étude des palées de stabilité(LES DIAGONALES) . . . 86
5.6.1 Les efforts de traction dans les diagonales . . . 86
5.6.2 Section de la diagonale . . . 88
5.6.3 Pré dimensionnement (l'aire minimale d'une section de diagonales.) . . . 88
5.7 Étude des palées de stabilité(LES SABLIÈRES (Eave Struts)) . . . 88
5.7.1 Les efforts dans les sablières . . . 89
5.7.2 Section de la sablière (pré dimensionnement) . . . 89
5.7.3 Vérification de la résistance au flambement . . . 90

5.7.4 Vérification du profilé retenu HEA180 au flambement flexion 92
5.7.5 Vérification du profilé retenu HEA180 au déversement 95

6 Étude des fermes **98**
6.1 Introduction 99
6.2 Détermination des charges et des surcharges 99
6.2.1 Charges permanentes 99
6.2.2 Surcharge climatique 100
6.3 Calcul des efforts revenant aux nœuds 100
6.4 Modèle Robot Structural 100
6.5 Dimensionnement des éléments de la ferme 102
6.5.1 Dimensionnement de la membrure supérieure 102
6.5.2 Dimensionnement de la membrure inférieure 109
6.5.3 Dimensionnement des diagonales 110
6.5.4 Dimensionnement des montant 112
6.6 Calcul du poids réel de la ferme 115
6.7 Conclusion 116

A Vues en plan et en perspective. **119**

B Vérification des poteaux **122**

C Vérification des assemblages **126**

D Devis quantitatif (nombre et poids des éléments). **143**

References bibliographiques **145**

Table des figures

1.1 vue pignon. 2

2.1 emplacement des pannes. 17
2.2 notation des caractéristique géométrique 34

3.1 Plancher collaborant 39
3.2 section de la poutre mixte 43
3.3 poutre mixte 46
3.4 caractéristiques des connecteurs. 46

4.1 dimensions fournies par le constructeur 51
4.2 données relatives au chariot 51
4.3 fiche technique du pont roulant zlk : dimensions et réaction. 52
4.4 fiche technique du pont roulant zlk : valeurs admissibles. 52
4.5 Convention des réactions en charge. 53
4.6 Convention des réactions à vide. 54
4.7 Illustration des efforts du aux accélérations/décélérations du pont roulant. 62
4.8 Paramètres et caractéristiques relatifs à la marche en crabe. 65
4.9 tolérance relative à l'excentrement du chargement vertical. 66
4.10 Les différents système de fixation des galets à l'axe de rotation. 66
4.11 Caractéristiques du rail A55. 71
4.12 flèche maximale à mi-travée. 71
4.13 Renforcement de la résistance à la flexion horizontale de la semelle supérieure. . . . 72
4.14 Dimensions du profilé renforcé. 73
4.15 Dimensions et caractéristiques géométriques de la semelle supérieure d'un HEA340 renforcé. 75
4.16 Diagramme du moment sollicitant ultime sous chargements verticaux. 76
4.17 Diagramme du moment sollicitant ultime sous chargent ponctuel horizontal. 76
4.18 Résultat des vérification au déversement faite sous Python 78

5.1 les contreventements 80
5.2 surface tributaire 81
5.3 effort dans les diagonales 83
5.4 cornière 90x910x10 85
5.5 palée de stabilité 86
5.6 efforts dans les diagonales 87
5.7 efforts dans les sablières 89
5.8 paramètres résistance au flambement 91
5.9 Caractéristique du profilé HEA180 92

5.10 résultats obtenue sous python 93
5.11 Résultats obtenus sous le programme python 97

6.1 Modèle de ferme utilisé 99
6.2 surface tributaire cornieres 100
6.3 Les différents cas de charges sollicitant la ferme. 101
6.4 Efforts de traction dans la membrure supérieure 102
6.5 Caractéristiques d'une cornière à ailes égales CAE120x120x13 103
6.6 Efforts de compression de la membrure supérieure. 104
6.7 Résultats Python 108
6.8 Efforts dans la membrure inférieure 109
6.9 Efforts de traction dans les diagonales 110
6.10 Résultats Python (2CAE90x90x12) 110
6.11 Résultats Python : résistance à la traction 111
6.12 Efforts de compression dans les diagonales 111
6.13 Résultats Python : résistance au flambement 112
6.14 Efforts de traction et de compression dans les montants 113
6.15 Résultats Python (2CAE90x90x8) 113
6.16 Résultats Python : résistance à la traction 114
6.17 Résultats Python : résistance au flambement simple 114
6.18 numéro des barres 115

A.1 Vue en 3D 120
A.2 vue pignon. 120
A.3 vue long pan. 121

D.1 Poids de la structure. 144

Liste des tableaux

1.1 Coefficients C_{pe}. 6
1.2 Coefficient C_{pe} après interpolation. 7
1.3 Coefficient du C_{pe} retenu (C_{pe} final). 8
1.4 Coefficient C_{pe} des parois verticales. 8
1.5 Coefficient C_{pe} toiture après interpolation. 8
1.6 Coefficient du C_{pe} retenus. 9
1.7 Pression aérodynamique : vent ⊥ face dominate 12
1.8 Pression aérodynamique : vent ⊥ pignon nord 13
1.9 Pression aérodynamique : vent ⊥ long pan Est 14
1.10 toiture 14

3.1 charges permanentes 45

4.1 Groupes de cas de charges et coefficients dynamiques associés. 56
4.2 Tableau des paramètres lambda selon le system de fixation des galets 67
4.3 tableau des résultats 69

5.1 Les sollicitations Fi 82

6.1 Calcul du poids de la ferme 115
6.2 Tableau récapitulatif des sollicitation et des ratio de résistance 116

Plan de travail

Durant la réalisation de ce travail nous avons respecté les étapes suivantes :

1. Comme les structures métalliques sont des structures légères avec de grandes surfaces offertes au vent, elles sont principalement sollicitées par cette action. Nous avons donc entamé notre étude par le calcul de la charge climatique et ce afin de déterminer la pression aérodynamique qui s'appliquera sur chacune des façades de notre ouvrage, c'est le contenue du **chapitre 1**.
2. A présent que la charge climatique a été déterminée, nous avons déterminé les profilés des éléments qui devrons supporter et transmettre ces efforts aux éléments structuraux, c'est le contenue du **chapitre 2** .
3. Au **chapitre 3**, nous avons calculé les poutres mixtes qui formeront un plancher collaborant. Ce dernier supportera le personnel d'exploitation (employés et bureaux).
4. Lors de l'étude de la poutre de roulement, nous avons détaillé les étapes de calculs. Nous avons défini et déterminé les sollicitations et les coefficients nécessaires. Nous avons explicitement suivi et présenté les étapes de calcul proposées par les Eurocdes 1 parite 3 et Eurocode 3 partie 6. Et afin de faire en sorte que le **rapport qualité prix soit respecté**, nous avons augmenter l'inertie afin de limiter la flèche horizontale (autours de l'axe de faible inertie). Tous les détails se trouvent au **chapitre 4**.
5. A présent que toutes les sollicitations horizontales et verticales ont été déterminées, nous pouvons passer au dimensionnement des contreventements horizontaux et verticaux. Ils ont pour but principale de stabiliser la structure en acheminant les sollicitations horizontales(dues au vent et aux mouvements du pont roulant) aux fondations. Ce ci sera le contenu du **chapitre 4**.
6. Comme la portée de notre hangar est de 30*m* et vue que les sollicitations verticales (soulèvement de la toiture) sont importants aussi, nous avons décidé d'avoir recours aux fermes. Au **chapitre 6** nous avons fait un calcul **manuel détaillé de la membrure sup érieure**. Pour les autresélément (vue que la méthode de calcul reste la même) nous avons fait des captures des résultats obtenus sous **le programme de calcul que nous avons écrit sous Python**.
7. Aux **annexes B** et **C** nous avons déterminé la section de poteau qui devra supporter et transmettre aux fondations les différentes sollicitations. Nous avons fait ces vérifications sous le logiciel Robot Structural Analysis. Nous avons également vérifié et présenté les assemblages des differents elements de notre strucutres.

Etude bibliographique :

Les hangars et les bâtiments industriels en acier sont des éléments essentiels dans de nombreux secteurs de l'industrie. Leur conception robuste et leur adaptabilité en font des structures polyvalentes, capables de répondre aux besoins spécifiques de diverses applications. Dans cet Etude bibliographique, nous examinerons en détail les caractéristiques, les avantages et les utilisations des hangars et des bâtiments industriels en acier.

Ces structures en acier se distinguent par leur résistance et leur durabilité exceptionnelles. L'acier est un matériau de construction réputé pour sa capacité à résister aux conditions climatiques extrêmes, aux charges lourdes et aux contraintes mécaniques. Cette solidité structurelle garantit la protection des biens stockés à l'intérieur et assure la sécurité des personnes qui y travaillent.

Un avantage clé des structures en acier réside dans leur capacité à être personnalisés en fonction des besoins spécifiques de chaque industrie. Que ce soit pour le stockage, la production, l'assemblage ou la logistique, ces structures peuvent être conçues et adaptées pour répondre aux exigences précises de l'activité concernée. La modularité de l'acier permet également d'agrandir ou de modifier facilement les bâtiments en fonction de l'évolution des besoins.

La construction en acier offre une grande efficacité et rapidité de réalisation par rapport à d'autres matériaux de construction. Les éléments préfabriqués en acier sont fabriqués en usine selon des spécifications précises, puis assemblés sur le site de construction. Cette approche permet de réduire considérablement les délais de construction, ce qui se traduit par une mise en service plus rapide du bâtiment et une utilisation plus rapide de l'espace disponible.

Ces structures sont également appréciées pour leur polyvalence. Ils peuvent être conçus dans différentes tailles, formes et configurations pour s'adapter à diverses utilisations industrielles. Que ce soit pour les entrepôts de stockage, les usines de fabrication, les centres logistiques ou les ateliers d'assemblage, l'acier permet de créer des espaces de travail fonctionnels et efficaces.

En plus de leur flexibilité de conception, ils sont facilement adaptables en termes d'aménagement intérieur. L'agencement peut être personnalisé pour répondre aux besoins spécifiques de chaque entreprise ou industrie, en intégrant des bureaux, des zones de stockage, des espaces de production et des aires de circulation efficaces. Cette adaptabilité permet d'optimiser l'utilisation de l'espace disponible et d'améliorer l'efficacité opérationnelle.

L'efficacité énergétique est un autre avantage significatif des hangars et des bâtiments industriels. Ils peuvent être conçus avec une isolation thermique efficace, réduisant les pertes d'énergie et les coûts de chauffage ou de climatisation. De plus, des systèmes de ventilation appropriés peuvent être intégrés pour assurer une circulation d'air optimale et maintenir des conditions de travail confortables.

Dans l'industrie de l'aviation, les hangars jouent un rôle crucial dans le stockage, l'entretien et la réparation des avions. Ils fournissent un environnement sécurisé pour les aéronefs, préservant leur valeur et leur fonctionnalité. Les hangars peuvent également être aménagés pour accueillir

des équipements d'entretien, des ateliers et des bureaux, offrant ainsi un espace de travail complet pour les opérations aéronautiques.

Dans le secteur de la logistique, les entrepôts en acier sont utilisés pour le stockage et la distribution de marchandises. La conception flexible des hangars permet de créer des espaces de stockage optimisés, avec des systèmes de rayonnages et de manutention adaptés aux besoins spécifiques de chaque entreprise. Ces entrepôts offrent une solution efficace pour gérer les flux de marchandises et optimiser les opérations logistiques.

Ces ouvrages sont également utilisés dans la production et l'assemblage de produits. Que ce soit pour les usines de fabrication automobile, les installations de production alimentaire ou les centres de fabrication de haute technologie, l'acier offre un environnement sécurisé et efficace pour les processus de production.

En conclusion, les hangars et les bâtiments industriels sont des éléments essentiels dans de nombreux secteurs de l'industrie. Leur résistance, leur flexibilité, leur facilité de construction et leur adaptabilité en font des choix privilégiés pour les entreprises cherchant à créer des espaces de travail sûrs, efficaces et évolutifs. Que ce soit dans le domaine de l'aviation, de la logistique, de la production ou de l'assemblage, les hangars et les bâtiments industriels en acier répondent aux exigences les plus élevées en termes de performance et de durabilité.

Introduction générale

La charpente métallique est un domaine très vaste du génie civil. En effet, elle apparait aussi bien dans le domaine des travaux publics, que dans le domaine du bâtiment. Nous pouvons citer comme exemple le Golden Gate Bridge réalisé majoritairement en charpente métallique. Grâce à sa résistance et à sa légèreté, l'acier nous permet de réaliser **des ouvrages élancés**, fins et très esthétiques.

— Ainsi il nous est possible de réaliser des projets de grande portée sans se soucier de l'emplacement des appuis intermédiaires. Dans le domaine des travaux publics nous pouvons citer l'exemple des ponts arc suspendus par des câbles dont la distance entre deux appuis intermédiaires peut facilement aller jusqu'à $150m$.

— Dans le domaine de la construction, nous pouvons également réaliser des structures métalliques sans poteaux intermédiaires qui peuvent servir par exemple à abriter des avions ou dans notre cas à réaliser un atelier de maintenance mécanique muni d'un pont roulant de $30m$ portée.

— Nous pouvons également cité le fait que les ouvrages en charpente métalliques sont majoritairement reliés à l'aide d'assemblages boulonnés . d'où la possibilité de recycler ses éléments constitutifs.

— L'acier est également favorisé dans le domaine du génie civile, car il est caractérisé par l'apparition des rotules plastiques, ces dernières nous informent que l'élément ou la structure est en risque de ruine.

Chapitre 1

Étude climatique

Remarque :

Avant de se lancer dans cette étude climatique, nous allons communiquer quelques points importants concernant notre ouvrage.

1.1 Descriptif du projet

Notre projet consiste à faire l'étude d'un hangar industriel. Ce dernier sera équipé d'un pont roulant de dix tonnes et de deux mezzanines de $6 \times 30m^2$.

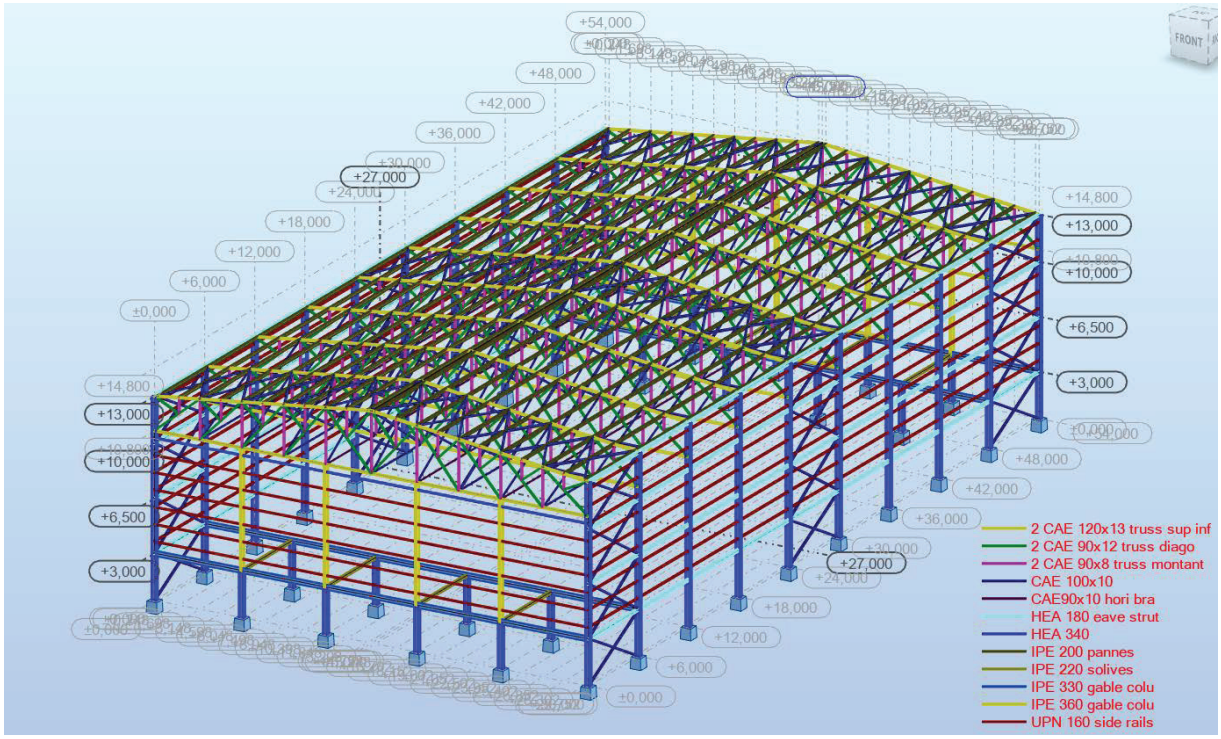


FIGURE 1.1 – vue pignon.

1.1.1 Donnée relatives au site

- Lieu de réalisation : OUARGLA
- Zone de sable : D
- Région de vent : III
- Site plat
- Catégorie de terrain S3 (site meuble)

1.1.2 Dimensions

- La largeur = 30 m.
- La profondeur = 54 m.
- La hauteur = 14.8 m.
- le Versant de la toiture = 6.84°

1.1.3 Matériaux utilisés

- Acier
  - Acier de construction S275 (E28-2 conformément à la norme EN 10025-2 :2004)
  - Contrainte de la limite élastique fy =275 MPa
  - Contrainte de rupture en traction fu=430 Mpa
- Béton :C25/30 fc28 = 25 MPa (sur éprouvette cylindrique)
- Boulons à haute résistance de type HR 10.9,
- Boulons d'attaches ordinaires de classes 8.8 , 6.8
- Les soudures sont de même qualité que l'acier de construction

1.2 Calcul de la charge climatique

1.2.1 But de l'étude climatique

Le but de l'étude climatique est de déterminer **la pression aérodynamique (charge du vent)** ainsi que **la charge du sable** car notre hangar se situe à Ouargla (zone D).

le RNV 2013 [1] propose d'utiliser la formule ci-dessous afin de déterminer la pression du vent agissant sur les parois extérieures de la structure.

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \tag{1.1}$$

où q_p est la pression dynamique de pointe.

Le C_{pe} est un coefficient de pression extérieure,

et C_{pi} est un coefficient de pression intérieur qui dépend des ouvertures qui existent dans la structure (fenêtre, porte...)

1.2.2 Étape 1 : Calcul de la pression de point q_p

Le RNV 2013 [2] propose la formule suivante :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z_e) \tag{1.2}$$

1. $\underline{q_{ref}}$

   q_{ref} est la pression de référence, elle dépend de la zone au vent [3]. Comme notre site se situe à Ouargla dans une commune autre que Hassi Messaoud, alors la zone de vent adéquate est **La zone III** d'ou la pression de référence [4]est :

   $$q_{ref} = 500N/m^2$$

   $$q_{ref} = 50daN/m^2$$

2. $\underline{C_e}$

   $C_e(z_e)$ est le coefficient d'exposition au vent, la formule proposée est [5] la suivante :

   $$C_e(z_e) = C_t^2(z_e).C_r^2(z_e).[1 + 7I_v(z_e)] \tag{1.3}$$

1. Page 57, paragraphe 2.5.2
2. page50 paragraphe 2.3.1
3. voir RNV 2013 annexe 1 page 107
4. RNV 2013 page 50 tableau 2.2
5. RNV2013 page 51 paragraphe 2.4.2

(a) z_e La hauteur de référence [6] :

Nous avons deux hauteurs de références à considérer, celle de la toiture et celle des parois verticales.

pour les parois verticales

$$z_e = 13m$$

pour la toiture

$$z_e = 14.8m$$

(b) C_t :

C_t est le coefficient topographique, il prend en considération l'impact de la topographie de la zone géographique sur la vitesse du vent.

Comme notre structure se situe sur une zone relativement plate [7] ($\Phi < 0.05$) alors

$$C_t(z) = 1$$

.

(c) C_r :

C_r est le coefficient de rugosité [8], il prend en considération l'influence de la rugosité du terrain et la hauteur de la structure sur la vitesse du vent.

$$\begin{cases} C_r(z_e) = K_t . \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) & \text{pour } z_{min} \leq z_e \leq 200m \\ C_r(z_e) = K_t . \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{pour } z_e \leq z_{min} \end{cases}$$

La catégorie de notre terrain [9] est la catégorie I. Nous obtenons donc les donnée suivante :

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ε
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0.156	0.003	1	0.38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0.170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Ainsi pour les parois verticales

$$\begin{aligned} C_r(z_e) &= K_t . \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) \\ &= 0.17 \times \ln\left(\frac{13}{0.01}\right) \\ C_r(z_e) &= 1.219 \end{aligned}$$

7. RNV2013 page 54 paragraphe 2.4.5
8. RNV2013 page 53 paragraphe 2.4.4.
9. RNV2013 page53 tableau 2.4

Et pour la toiture

$$C_r(z_e) = K_t . \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)$$
$$= 0.17 \times \ln\left(\frac{14.8}{0.01}\right)$$
$$C_r(z_e) = 1.241$$

(d) $\underline{I_v}$:

L'intensité de la turbulence [10] I_v est donnée comme suite :

$$\begin{cases} I_v(z_e) = \frac{1}{C_t(z_e).\ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} & \text{pour } z_e > z_{min} \\ I_v(z_e) = \frac{1}{C_t(z_e).\ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} & \text{pour } z_e \leq z_{min} \end{cases}$$

$$\forall z_e \in \{13m, 14.8m\}, z_e > z_{min} = 1m$$

donc pour les parois verticales

$$I_v(z_e = 13) = \frac{1}{C_t(z_e).\ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} = \frac{1}{1.\ln\left(\frac{13}{0.01}\right)} = 0.139$$

$\boxed{I_{v_{paroi_verti}} = 0.139}$

et pour la toiture

$$I_v(z_e = 14.8) = \frac{1}{C_t(z_e).\ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} = \frac{1}{1.\ln\left(\frac{14.8}{0.01}\right)} = 0.137$$

$\boxed{I_{v_{toiture}} = 0.137}$

En portant les résultats obtenus dans l'équation (1.3) : Pour les parois verticales :

$$C_e(z_e) = 1^2 \times 1.219^2 \times [1 + 7 \times 0.139] = 2.93$$

donc $\boxed{C_{e_{paroi_verti}} = 2.93}$

et pour la toiture :

$$C_e(z_e) = 1^2 \times 1.241^2 \times [1 + 7 \times 0.137] = 3$$

donc $\boxed{C_{e_{toiture}} = 3}$

En portant les résultats dans l'équation (1.2) :

— pour les parois verticales

$$q_p = 50 \times 2.93 = 149.5daN/m^2$$

donc $\boxed{q_{p_{paroi_verti}} = 149.5daN/m^2}$

— pour la toiture

$$q_p = 50 \times 3 = 150daN/m^2$$

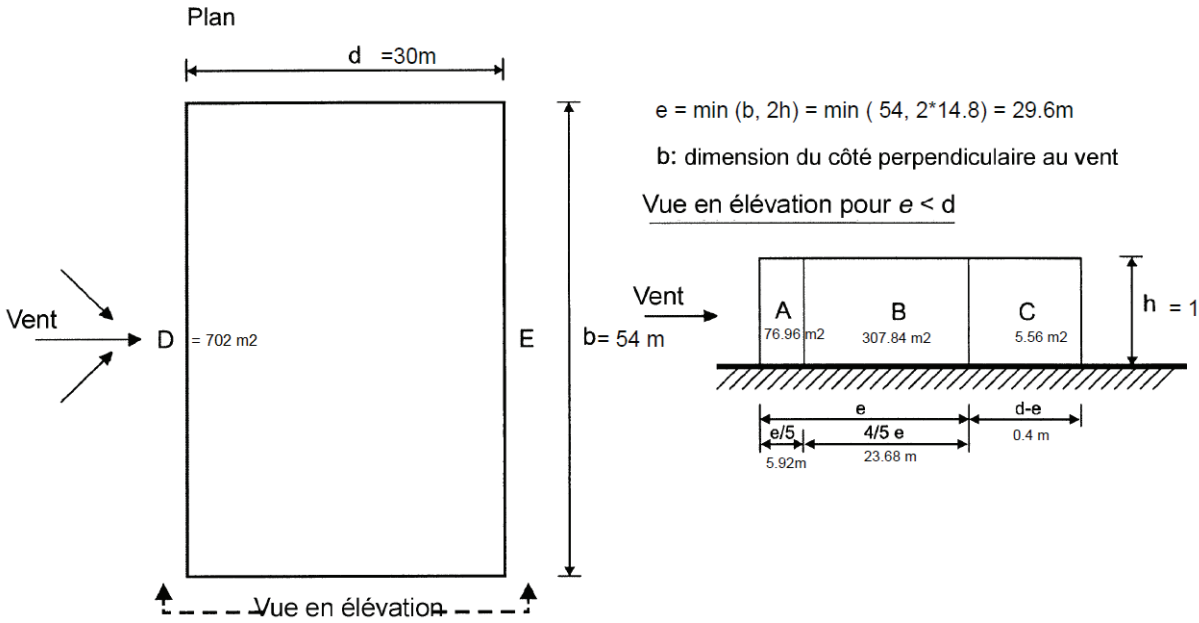
donc $\boxed{q_{p_{toiture}} = 150daN/m^2}$

10. RVN2013 page 57

1.2.3 Étape 2 : Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe}

1. perpendiculaire au long pan $\theta = 0°$

   (a) **Parois verticales**



En nous référant au RNV 2013, nous avons le tableau des CPE suivant.

paroi latérale						paroi au vent		paroi sous le vent	
A.A'		B.B'		C		D		E	
CPE10	CPE1	CPE10	CPE1	CPE10	CPE1	CPE10	CPE1	CPE10	CPE1
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5	-0.5	0.8	1.0	-0.3	-0.3

Ainsi en prenant en considération les aires des parois nous obtenons :

	surfA	surfB	surfC	surfD	surfE
aire m2	76.96	307.84	5.56	702	702
Cpe	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

TABLE 1.1 – Coefficients C_{pe}.

(b) **Toiture**

L'angle du versant de la toiture est $\alpha = 6.84° \in [5°, 15°]$. Il est par conséquent nécessaire de faire des interpolations et de considérer pour la suite selon les aires respectives des zones F, G, H, I et J, la valeur du C_{pe} la plus défavorable .

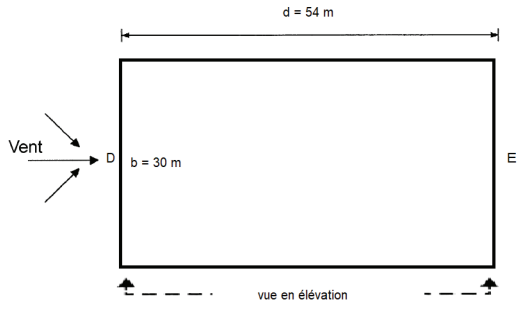
		ZONES VENT THETA 0°									
	α	F		G		H		I		J	
		CPE10	CPE1	CPE10	CPE1	CPE10	CPE1	CPE10	CPE1	CPE10	CPE1
ligne 45	5	-1.7	-2.5	-1.2	-2	-0.6	-1.2	-0.6	-0.6	0.2	0.2
ligne 46	5	0	0	0	0	0	0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6
ligne 47	15	-0.9	-2	-0.8	-1.5	-0.3	-0.3	-0.4	-0.4	-1	-1.5
ligne48	15	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0	0	0	0
interpo ligne 45 avec 47	6.84	-1.5528	-2.408	-1.1264	-1.908	-0.5448	-1.0344	-0.5632	-0.5632	-0.0208	-0.1128
interpo ligne 46 avec 48	6.84	0.0368	0.0368	0.0368	0.0368	0.0368	0.0368	-0.4896	-0.4896	-0.4896	-0.4896
interpo ligne 45 avec 48	6.84	-1.3504	-2.0032	-0.9424	-1.5952	-0.4528	-0.9424	-0.4896	-0.4896	0.1632	0.1632
interpo ligne 46 avec 47	6.84	-0.1656	-0.368	-0.1472	-0.276	-0.0552	-0.0552	-0.5632	-0.5632	-0.6736	-0.7656

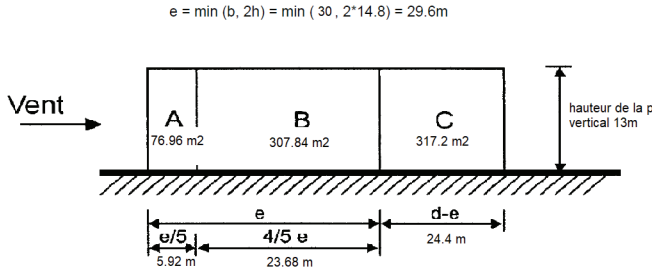
TABLE 1.2 – Coefficient C_{pe} après interpolation.

Les aires et les C_{pe} les plus défavorables ($C_{pe}final$) sont présentés dans tableau suivant :

2. perpendiculaire au pignon $\theta = 90°$

(a) **Parois verticales**





coefficient pression exterieure					
	surfF	surfG	surfH	surfI	surfJ
aire m2	21.904	116.03	650.16	650.16	159.84
Cpe	-1.5528	-1.1264	-0.5448	-0.5632	-0.0208
Cpe	0.0368	0.0368	0.0368	-0.4896	-0.4896
Cpe	-1.3504	-0.9424	-0.4528	-0.4896	0.1632
Cpe	-0.1656	-0.1472	-0.0552	-0.5632	-0.6736
Cpe final	-1.5528	-1.1264	-0.5448	-0.5632	-0.6736

TABLE 1.3 – Coefficient du C_{pe} retenu (C_{pe} final).

Les aires des surface A, B et C sont toutes supérieures à $10m^2$ donc les C_{pe} sont identiques que ceux du cas ($\theta = 0°$)

	surfA	surfB	surfC	surfD	surfE
aire m2	76.96	307.84	317.2	390	390
Cpe	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

TABLE 1.4 – Coefficient C_{pe} des parois verticales.

(b) **Toiture**

	ZONES VENT THETA 90							
	F		G		H		I	
	CPE10	CPE1	CPE10	CPE1	CPE10	CPE1	CPE10	CPE1
5	-1.6	-2.2	-1.3	-2	-0.7	-1.2	-0.6	-0.6
15	-1.3	-2	-1.3	-2	-0.6	-1.2	-0.5	-0.5
6.84	-1.5448	-2.1632	-1.3	-2	-0.6816	-1.2	-0.5816	-0.5816

TABLE 1.5 – Coefficient C_{pe} toiture après interpolation.

Toutes les aires F, G, H, I, J sont supérieures à $10m^2$ donc $C_{pe} = C_{pe10}$

1.2.4 Étape 3 : Calcul des coefficients de pression intérieures C_{pi} et determination de la charge du vent $W(z_{eq})$

Le C_{pi} dépend des ouvertures qui existent sur les parois de notre structure.

Remarques importantes

— **pour les structures sans face dominante**, si nous n'avons aucune information concernant les ouvertures (fenêtres, portes ...). Il est possible de prendre en considération les valeur des C_{pi} les plus défavorables [11] ie $C_{pi} = +0.2$ et $C_{pi} = -0.3$.

— **Néanmoins notre structure admet une importante face dominante**. Nous devons calculer ces coefficients de pression intérieure en respectant les textes réglementaires.

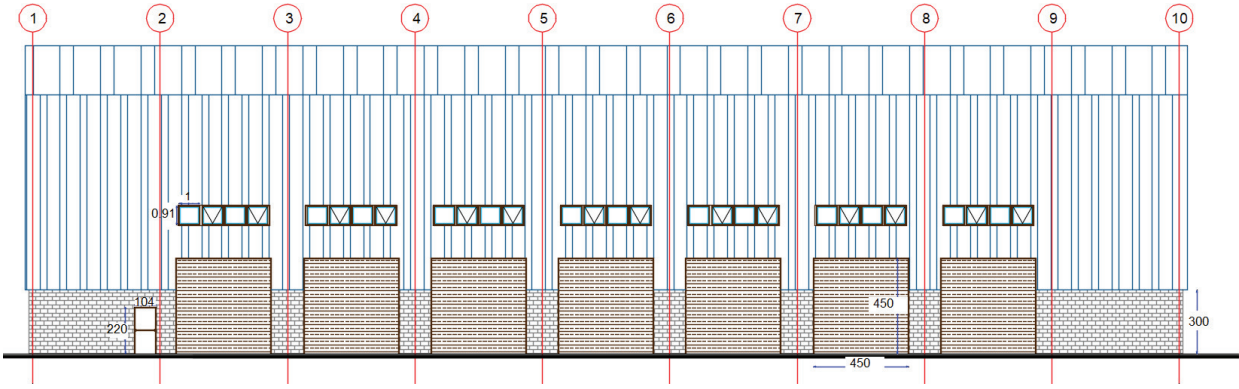
11. NF EN 1991-1-4, page 43, paragraphe 7.2.9, clause (6) ; NOTE 2

	surfF	surfG	surfH	surfI
aire m2	21.904	22.496	177.6	222
Cpe	-1.5448	-1.3	-0.6816	-0.5816

TABLE 1.6 – Coefficient du C_{pe} retenus.

1. **Calcul des aires des ouvertures**

(a) **Face OUEST**



Sur cette face nous avons :

— 7 grand portails de dimension $4.5m \times 4.5m$.

Donc $\boxed{\text{Total 1} = 141.75m^2}$

— 28 petites fenêtres de dimension $0.91m \times 1m$.

Donc $\boxed{\text{Total 2} = 25.48m^2}$

— 1 porte de dimension $1.04m \times 2.2m$.

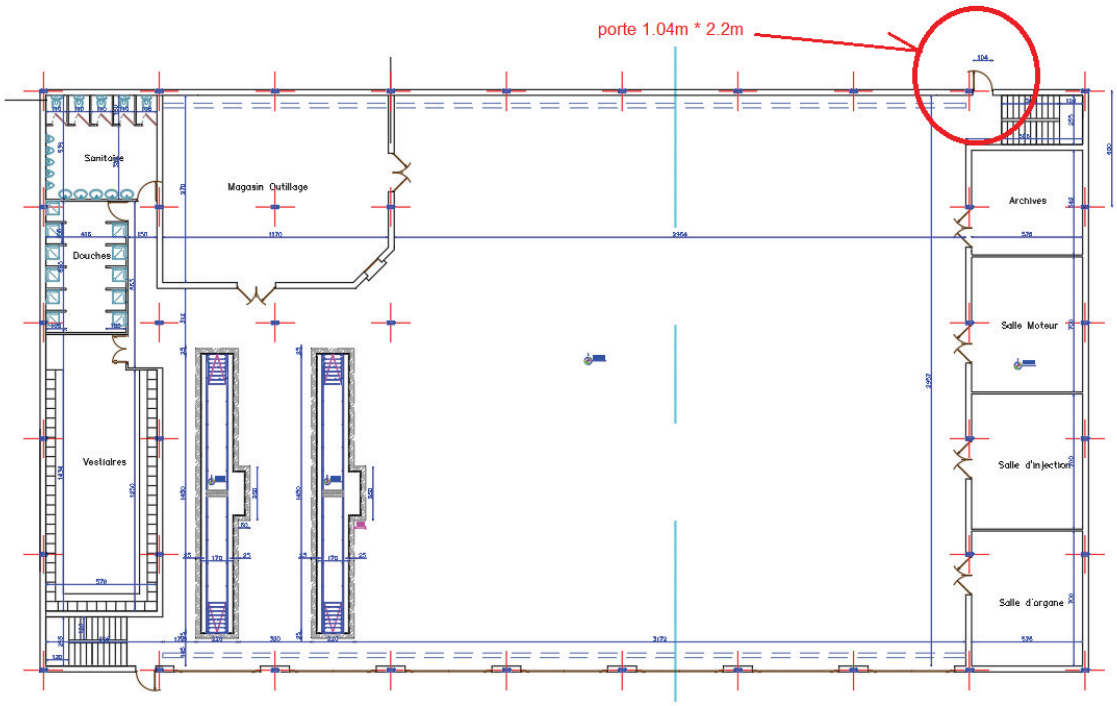
Donc $\boxed{\text{Total 3} = 2.288m^2}$

Ainsi le total des ouvertures sur cette face est :

$$\boxed{Total_{ouest} = \Sigma total_i = 169.518m^2}$$

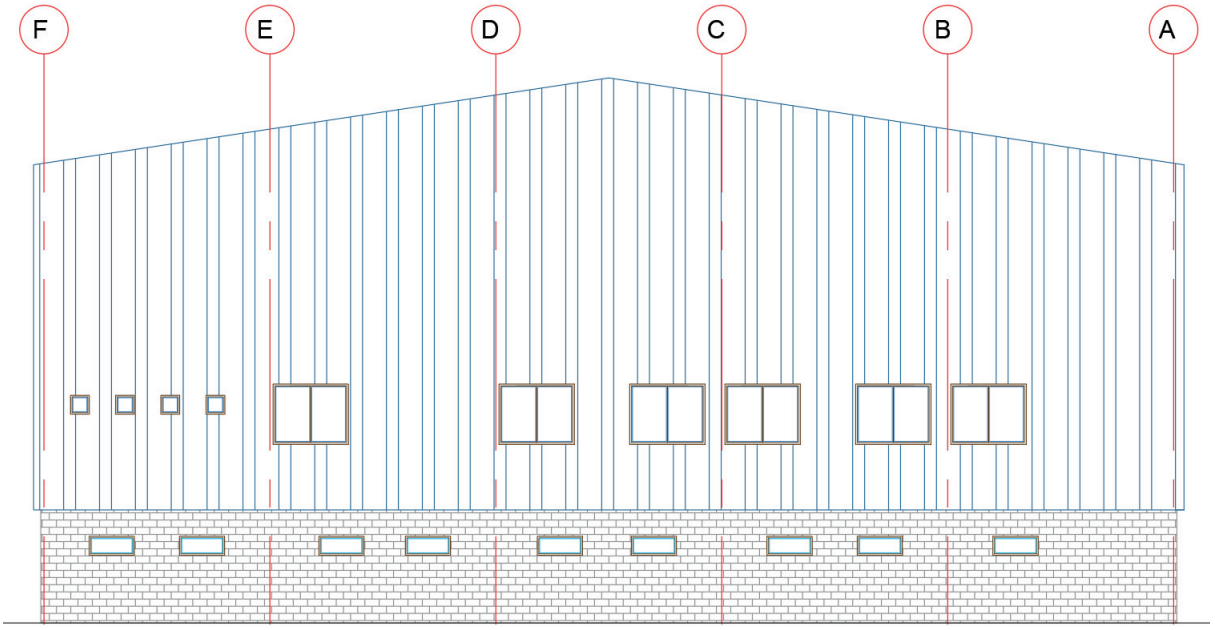
(b) **Face EST**

Cette face ne comporte qu'une porte de dimension $1.04m \times 2.2m$ comme l'illustre la figure ci dessous :



$\boxed{Total_{est} = 2.288m^2m^2}$

(c) **Face sud**



Sur cette face nous avons les données suivante :

— 6 fenêtres de dimension $1.6m \times 2m$

Donc un total de $\boxed{\text{Total1} = 19.2m^2}$

— 4 petites fenêtres carrées de dimension $0.5m \times 0.5m$

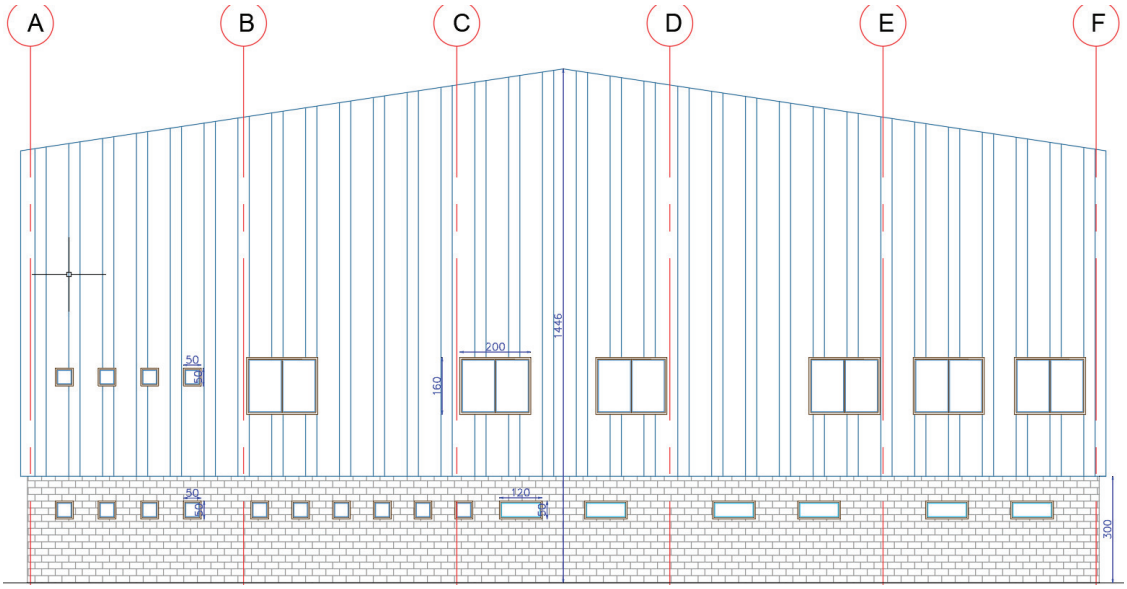
Donc un total de $\boxed{\text{Total2} = 1m^2}$

— 9 petites fenêtres (au niveau du soubassement) de dimension $0.5m \times 1.2m$

Donc un total de $\boxed{\text{Total3} = 5.4m^2}$

d'où $\boxed{Totatl_{sud} = \Sigma total_i = 25.6m^2}$

(d) **Face Nord**



Sur cette face l'aire totale des ouvertures est :

$\boxed{Total_{nord} = 26.3m^2}$

2. **Calcul des C_{pi}**

Remarque importante

— Il est à noté que si nous n'avons pas d'information concernant les ouvertures dans les façades, l'eurocode [12] permet de prendre considération les valeur des C_{pi} les plud défavorables ($C_{pi} = +0.2$ et $C_{pi} = -0.3$). Mais attention, cela n'est vrai que si la structure ne comporte pas de face dominante.

Dans le cas des structures avec face dominante, il convient de déterminer le C_{pi} comme l'indique les RNV2013.

— Nous remarquons que l'aire total des ouvertures du long pan ouest est

$$Total_{ouest} = 169.518m^2$$

Et l'aire des ouvertures de toutes les autres face réunies est :

$$Total_{est} + Total_{sud} + Total_{nord} = 2.288 + 25.6 + 26.3 = 54.188m^2$$

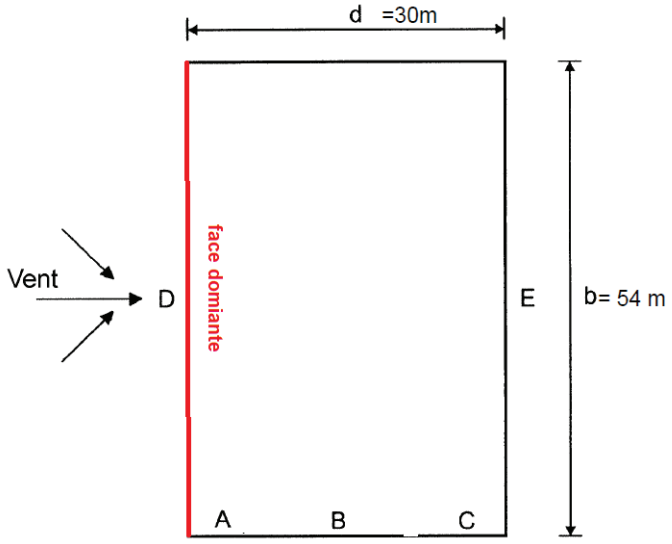
Ainsi

$$\frac{Total_{ouest}}{Total_{est} + Total_{sud} + Total_{nord}} = 3.12 > 3$$

L'aire des ouvertures dans le long pan Ouest est supérieur à trois fois les aires ouvertures des autres faces. Donc le C_{pi} du long pan ouest égale $0.9 \times C_{pe}$. Et pour les autres faces il est recommandé d'utiliser une moyenne pondérée en surface [13] comme nous allons le faire.

12. EN 1991-1-4 :2005, page 43, Note2
13. RNV2013 page96 paragraphe 5.2.2.1

(a) **Vent au long pan ouest (face dominante)**



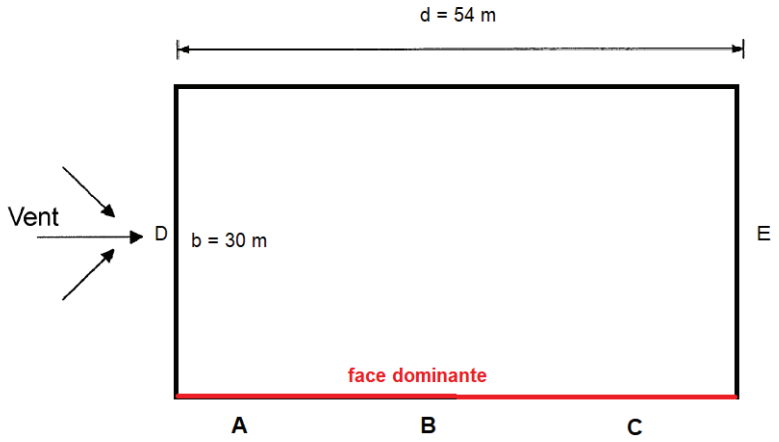
	surfA	surfB	surfC	surfD	surfE
aire m2	76.96	307.84	5.56	702	702
Cpe	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3
Cpi	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72
Cpe-Cpi	-1.72	-1.52	-1.22	0.08	-1.02
$q_p(daN/m2)$	149.5	149.5	149.5	149.5	149.5
W(zeq) daN/m2	-257.14	-227.24	-182.39	11.96	-152.49

TABLE 1.7 – Pression aérodynamique : vent ⊥ face dominate

	surfF	surfG	surfH	surfI	surfJ
aire m2	21.904	116.032	650.16	650.16	159.84
Cpe final	-1.5528	-1.1264	-0.5448	-0.5632	-0.6736
Cpi surpress	0.72	0.72	0.72	0.72	0.72
Cpe-Cpi	-2.2728	-1.8464	-1.2648	-1.2832	-1.3936
$q_p(daN/m2)$	150	150	150	150	150
W(zeq) daN/m2	-340.92	-278.8	-189.72	-192.48	-209.04

— Il est à noté que la face D est la face dominante, son $C_{pe} = 0.8$.
— $C_{pi} = 0.9 \times C_{pe} = 0.72$
— pour cette direction du vent, Les valeurs surlignées en jaune sont celles que l'on introduira sur le logiciel de calcul Robot Structural Analysis.

(b) **Vent au pignon nord**



	surfA	surfB	surfC	surfD	surfE
aire m2	76.96	307.84	317.2	390	390
Cpe	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3
C_{pe_equi}			-0.686		
Cpi			-0.618		
Cpe-Cpi	-0.382	-0.182	0.118	1.418	0.318
$q_p(daN/m^2)$			149.5		
$W(zeq)daN/m^2$	-57.1489	-27.2489	17.60113	211.9511	47.50113

TABLE 1.8 – Pression aérodynamique : vent ⊥ pignon nord

	surfF	surfG	surfH	surfI
aire m2	21.904	22.496	177.6	222
Cpe	-1.5448	-1.3	-0.6816	-0.5816
Cpi		-0.618		
Cpe-Cpi	-0.927	-0.682	-0.064	0.036
$q-p(daN/m^2)$		150		
$W(zeq)daN/m^2$	-139.06	-102.34	-9.58	5.42

— Dans ce cas de figure les zones A, B et C se situent la face dominante (le long pan ouest). Par conséquent, afin de déterminer le C_{pi} il est nécessaire de déterminer le C_{pe_equi} pour cela on utilise une moyenne pondérée en surface .

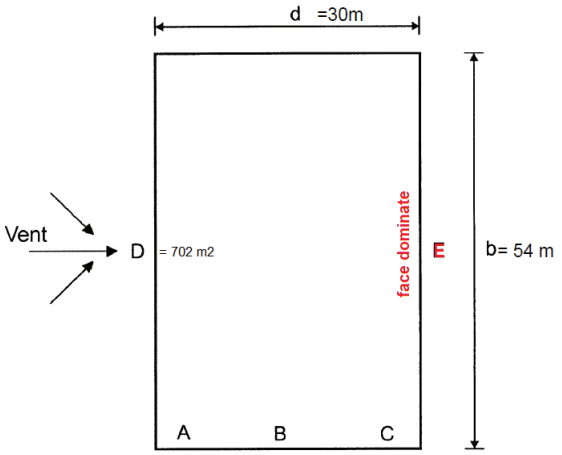
$$C_{pe_equi} = \frac{\Sigma(aire \times C_{pe})}{\Sigma aire} = \frac{76.96 \times (-1) + 307.84 \times (-0.8) + 317.2 \times (-0.5)}{76.96 + 307.84 + 317.2}$$

$$C_{pe_equi} = -0.686$$

$$C_{pi} = 0.9 \times C_{pe_equi} = -0.618$$

— pour cette direction du vent, Les valeurs surlignées en jaune sont celles que l'on introduira sur le logiciel de calcul Robot Structural Analysis.

(c) **Vent au long pan est**



	surfA	surfB	surfC	surfD	surfE
aire m2	76.96	307.84	5.56	702	702
Cpe	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3
Cpi			-0.27		
Cpe-Cpi	-0.73	-0.53	-0.23	1.07	-0.03
q-p(daN/m2)			149.5		
W(zeq) daN/m2	-109.14	-79.235	-34.385	159.97	-4.485

TABLE 1.9 – Pression aérodynamique : vent ⊥ long pan Est

TABLE 1.10 – toiture

	surfF	surfG	surfH	surfI	surfJ
aire m2	21.904	116.03	650.16	650.16	159.84
Cpe final	-1.5526	-1.1263	-0.5447	-0.5631	-0.6737
Cpi			-0.27		
Cpe-Cpi	-1.2826	-0.8563	-0.2747	-0.2931	-0.4037
q-p(daN/m2)			150		
W(zeq) daN/m2	-192.38	-128.44	-41.207	-43.971	-60.558

— Dans ce cas de figure la face dominante se trouve sur la face E de $Cpe = -0.3$
— D'ou le $Cpi = 0.9 \times Cpe = -0.27$

1.3 Charge due à l'accumulation de sable

L'ouvrage est à Ouargla, situé en zone D. De plus pour les ouvrages de pente de toiture supérieure à 5% (la pente de notre versant est 12%), le RNV recommande d'appliquer une charge linéique de $0.3kN/ml$.

Nous appliquerons cette charge au niveau des deux chéneaux.

Chapitre 2

vérification des éléments secondaires

2.1 vérification des pannes (purlings)

2.1.1 Définition des pannes (purlings)

Les pannes sont des profilés laminées (à chaud ou à froid), placées parallèlement sur les traverses des portiques principaux. Elles reprennent les sollicitations dues aux charges climatiques (vent et neige) et celles dues au poids propre de la couverture.

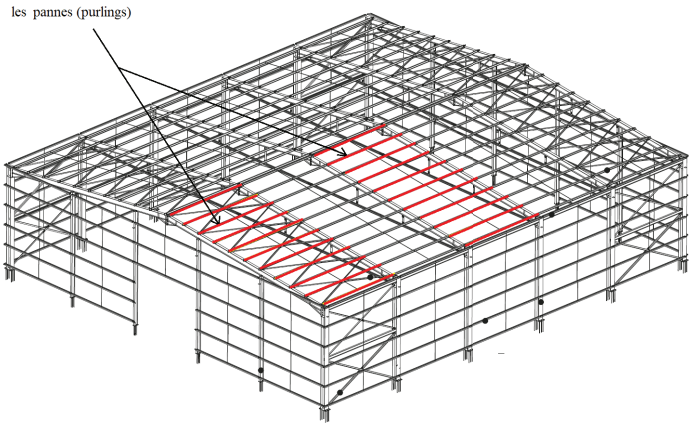


FIGURE 2.1 – emplacement des pannes.

Les pannes qui ne font pas parties d'un system de contreventement travaillent à la flexion simple ou à la flexion déviée (selon l'inclinaison du versant de la toiture).

Nous ferons une étude sur la résistance des pannes qui font partie d'un system de contrevement. En effet, ces dernières travaillent à la flexion déviée composée.

2.1.2 Objectifs de l'étude des pannes

1. Déterminer la combinaison de charge le plus défavorable.
2. Déterminer le profilé adéquat qui résistera à la combinaison la plus défavorable.
3. faire les vérification nécessaires :
   (a) Vérification de la flèche (ELS)
   (b) ELU de La résistance à la flexion déviée.
   (c) ELU de résistance au déversement.

2.1.3 Pré dimensionnement des Pannes

Pour une première itération de pré dimensionnement, nous proposons de considérer le profilé IPE160.

Les cas de charges qui solliciteront la panne

Afin de faire un calcul manuel qui se rapproche de la réalité, il est nécessaire de convertir les chargements surfaciques en chargements linéiques que l'on appliquera comme chargement uniforme à la panne. Par ailleurs comme l'espacement des pannes est de $1.5m$, nous multiplierons les chargement surface par $1.5m$

— **Les charges permanentes**

1. Couverture et accessoires de pose : $17kg/m^2$.
   $17 \times 1.5 = 25.5daN/m$
2. Poids propre de la panne : $15.8kg/m$

Ainsi nous obtenons un poids propre de

$$G = 25.5 + 15.8 = 41.3daN/m$$

— **Les charges climatiques**. La pression aérodynamique la plus défavorable correspond à un vent perpendiculaire au long pont ouest. Nous avons obtenu dans ce cas sur la zone F de la toiture une pression aérodynamique égale à : $341daN/m^2$. **Néanmoins cette zone F est restreinte et la flexion maximale ne se produit pas sur cette zone, afin d'éviter d'excessivement surdimensionner le profilé, nous considérerons la pression du vent obtenue en zone G (vent $\perp$ long pan ouest) ie** $V_G = 278.8daPa$ d'où

$$V = 278.8 \times 1.5 = 418.2daN/m$$

— La charge d'entretien (d'exploitation) 1KN placé au premier tiers et au deuxième tiers de la panne, c'est assimilable à deux employées de 100kg chacun. .

Les combinaisons d'actions ELS

$$Q_{Ed_ser} = G - V$$

— Projection sur zz

$$\begin{aligned} Q_{z_ser} &= G\cos\alpha - V \\ &= 41.3 \times \cos 6.84 - 418.2 \\ &= -377.2daN/m \end{aligned}$$

ainsi $\boxed{Q_{z_ser} = -377.2daN/m}$

— Projection sur yy

$$\begin{aligned} Q_{y_ser} &= G\sin\alpha \\ &= 41.3 \times \sin 6.84 \\ &= -4.9daN/m \end{aligned}$$

ainsi $\boxed{Q_{y_ser} = -4.9daN/m}$

Vérification du pré dimensionnement(vérification de la flèche)

Le CCM97 [1] recommande de limiter la flèche des poutres des toitures à $L/200$

$$\begin{aligned} f_{adm} &= L/200 \\ &= 6000/200 \\ &= 30mm \end{aligned}$$

d'où $\boxed{f_{adm} = 30mm}$

Dans la cas d'une poutre biarticulée et chargée uniformément, la flèche est donnée par :

$$f_{ser} = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{Ed_ser}.L^4}{E.I_y}$$

1. voir CCM97, page 19, tableau 4.1

$Q_{z_ser}(daN/m)$	L(m)	$E(N/mm^2)$	$I_y(mm^4)$
377.2	6	2.1×10^5	8.693×10^6

Nous obtenons ainsi $\boxed{f_{ser} = 35mm}$

$$f_{ser} > f_{adm}$$

— La flèche n'est pas vérifiée, il est nécessaire d'augmenter l'inertie. Considérons pour la suite l' **IPE200**.
— Par souci d'optimisation nous développerons les calculs pour le profilé retenu. ie **IPE200**

2.1.4 Dimensionnement des pannes : Profilé retenu IPE200

Dans cette itération nous referons les mêmes opérations que dans l'itération 1, nous changerons uniquement le poids propre du profilé.

— **Les charges permanentes** .

1. Couverture et accessoires de pose : $17kg/m^2$.
   $17.5 \times 1.5 = 25.5daN/m$
2. Poids propre de la panne : $22.4kg/m$

Ainsi nous obtenons un poids propre de $\boxed{\text{G = 25.5 + 22.4 = 47.9 daN/m}}$

— **Les charges climatiques**.

$$V_G = 278.8daPa$$

en repartion linéique $\boxed{V = 278.8 \times 1.5 = 418.2daN/m}$

Les combinaisons d'actions ELS

$$Q_{Ed_ser} = G - V$$

— Projection sur zz

$$\begin{aligned} Q_{z_ser} &= G\cos\alpha - V \\ &= 47.9 \times \cos 6.84 - 418.2 \\ &= -370daN/m \end{aligned}$$

ainsi $\boxed{Q_{z_ser} = -370daN/m}$

— Projection sur yy

$$\begin{aligned} Q_{y_ser} &= G\sin\alpha \\ &= 47.9 \times \sin 6.84 \\ &= -5.7daN/m \end{aligned}$$

ainsi $\boxed{Q_{y_ser} = -5.7daN/m}$

Vérification de la flèche

Dans la cas d'une poutre biarticulée et chargée uniformément, la flèche est donnée par :

$$f_{ser} = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z_ser}.L^4}{E.I_y}$$

$Q_{z_ser}(daN/m)$	L(m)	$E(N/mm^2)$	$I_y(mm^4)$
370	6	2.1×10^5	19.43×10^6

Nous obtenons ainsi $\boxed{f_{ser} = 15.3mm}$

$$f_{ser} = 15.3mm < f_{adm} = 30mm$$

La flèche est vérifiée, procédons aux vérifications des ELU.

Vérification des instabilités

Les combinaisons d'actions ELU

$$Q_{Ed} = G - 1.5V$$

— Projection sur ZZ :

$$\begin{aligned} Q_{zEd} &= G\cos\alpha - 1.5V \\ &= 47.9 \times \cos 6.84 - 1.5 \times 418.2 \\ &= -580daN/m \end{aligned}$$

ainsi $\boxed{Q_{zEd} = -580daN/m}$
et pour un chargement uniforme sur poutre biappuyée nous obtenons

$$My_ed = \frac{Q_{zEd} \times L^2}{8}$$

où L = 6m donc $\boxed{M_{yEd} = 2610daN.m}$

— Projection sur yy :

$$\begin{aligned} Q_{yEd} &= 1.35G\sin\alpha \\ &= 1.35 \times 47.9 \times \sin 6.84 \\ &= 7.7daN/m \end{aligned}$$

ainsi $\boxed{Q_{yEd} = 7.7daN/m}$ ce qui correspond à un moment

$$M_{zEd} = \frac{Q_{yEd} \times (L/2)^2}{8}$$

le chargement se fait sur la demie longueur du fait de l'existence des lièrnes donc
$\boxed{M_{zEd} = 8.7daN.m}$

1. Vérification de la flexion déviée Le CCM97 [2] recommande de vérifier la résistance à la flexion déviée à l'aide de la formule ci-dessous.

$$\left(\frac{M_{yEd}}{M_{plyRd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{zEd}}{M_{plzRd}}\right)^{\beta} < 1$$

où $\alpha = 2$ pour les sections en I et en H et $\beta = 1$ car il n y a pas d'effort normal.

$M_{yEd}(daN.m)$	$M_{plyRd}(daN.m)$	$M_{zEd}(daN.m)$	$M_{plzRd}(daN.m)$
2610	5515	8.7	1115

ainsi

$$\left(\frac{M_{yEd}}{M_{plyRd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{zEd}}{M_{plzRd}}\right)^{\beta} = (0.473)^2 + (0.007) = 0.23 < 1$$

La flexion déviée est vérifiée.

2. Interaction Effort tranchant _ Moment fléchissant : Le CCM97 [3] recommande de vérifier si il y a interaction entre l'effort tranchant sollicitant et le moment plastique résistant et ce en vérifiant si $V_{Ed}/V_{plRd} \leq 0.5$

   (a) Flexion autours de (yy) Pour une poutre biappuyée, uniformément chargée.

$$V_{zEd} = \frac{Q_{zEd} \times L}{2}$$

où L = 6m et $Q_{zEd} = 580daN/m$. Ainsi $\boxed{V_{zEd} = 1740daN}$

La valeur de calcul de la résistance plastique au scisaillement est donnée par [4]

$$V_{plzRd} = \frac{A_{vz} \times (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

où l'aire de cisaillement [5] est donné par $A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$

$A(mm^2)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$r(mm)$
2850	100	8.5	5.6	12

Ainsi $Avz = 1401.6mm^2$ d'où $\boxed{V_{plzRd} = 20230daN}$ Ainsi

$$\frac{V_{zEd}}{V_{plzRd}} = 0.086 << 0.5$$

Le moment plastique résistant n'est donc pas réduit sous l'effet de l'effort tranchant.

2. voir CCM97,page 68, equation (5.35)
3. voir CCM97 page 65 titre 5.4.7 (3)
4. voir CCM97 page 64 titre 5.4.6 (1)
5. CCM97 titre 5.4.6 (2)

3. Vérification au déversement :

(a) l'élancement géométrique et l'élancement théorique(formule approximative)

Pour les sections en I et en H, le CCM97 propose une formule approximative pour calculer l'élancement géométrique. [6]

$$\lambda_{LT} = \frac{L_D/i_z}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20}\left[\frac{L_D/i_z}{h/t_f}\right]^2\right]^{0.25}}$$

où $L_D = 3m$ car la lierne est considérée comme un maintient latéral qui bloque le flambement de la semelle inférieure autours de l'axe zz. Et $C_1 = 1.132$ pour une poutre biappuyée uniformément chargée. [7]

$i_z(mm)$	$h(mm)$	$t_f(mm)$
22.4	200	8.5

Nous obtenons ainsi

$$\lambda_{LT} = 98.94$$

L'élancement théorique est donnée par : $\lambda_1 = 93.9\epsilon$ où $\epsilon = 0.92$ d'ou

$$\lambda_1 = 86.4$$

Ainsi

$$\bar{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = 1.1398 > 0.4$$

Il y a risque de déversement, il est necessaire de calculer le M_{bRd}

$$M_{bRd} = \chi_{LT}\beta_w \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}}$$

où $\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 et 2, $W_{ply} = 220600mm^3$ et $\gamma_{M1} = 1.1$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda_{LT}}^2}}$$

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda_{LT}} - 0.2) + \bar{\lambda_{LT}^2})$$

où $\alpha_{LT} = 0.21$ dans le cas du déversement.

Nous obtenons ainsi les résultats suivants :

$$\phi_{LT} = 1.2483$$

$$\chi_{LT} = 0.569$$

$$M_{bRd} = 3138daN.m$$

6. CCM97 page 148 formule (B.21)
7. CCM97 page 144 tableau B.1.1

(b) Critère de vérification au déversement

Le CCM97 propose de vérifier la résistance au déversement en flexion biaxiale en utilisant la formule suivante [8]

$$\frac{k_{LT}.M_{yEd}}{M_{bRd}} + \frac{k_z.M_{zEd}}{W_{plz}.f_y/\gamma_{M1}} \leq 1$$

$k_{LT} = 1$ car il n y a pas d'effort normal.

$M_{yEd}(daN.m)$	$M_{zEd}(daN.m)$	$W_{plz}(mm^3)$
2610	8.7	44610

Ainsi nous obtenons

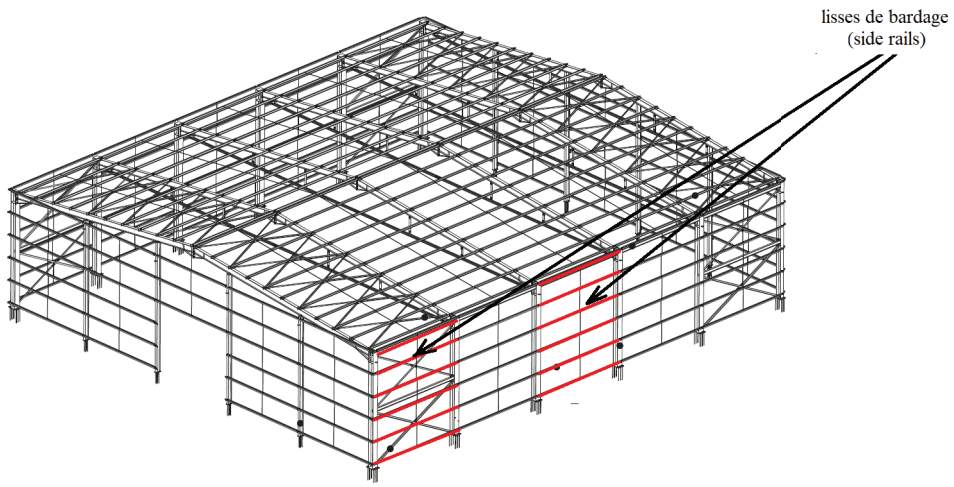
$$\frac{k_{LT}.M_{yEd}}{M_{bRd}} + \frac{k_z.M_{zEd}}{W_{plz}.f_y/\gamma_{M1}} = 0.8317 + 0.0078 = 0.8395 < 1$$

Le profilé IPE200 sera retenue pour pannes. Nous placerons 11 pannes par versant.

8. CCM97 page 79 titre 5.5.2 (1) et page 85 clause (2)

2.2 Vérification des lisses de bardage (side rails)

2.2.1 Définition des lisses (side rails)



Les lisses de bardage sont des poutrelles en (IPE, UAP). Elles sont disposées horizontalement sur les parois verticales. Elles sont fixées sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur les potelets. Les lisses reprennent les efforts du vent sur le bardage (flexion autours de l'axe de forte inertie (yy)), elles fléchissent également sous leur poids propre (flexion autours de l'axe de faible inertie (zz)).

Elle seront sollicitées par conséquent en **flexion simple déviée.**

2.2.2 Objectifs de l'étude des lisses

1. Déterminer le profilé adéquat.
2. faire les vérification nécessaires :
   (a) Vérification de la flèche (ELS)
   (b) ELU de La résistance à la flexion déviée.
   (c) ELU de résistance au déversement.

2.2.3 Pré dimensionnement des lisses

Pour une première itération de pré dimensionnement, nous proposons de considérer le profilé UPN140.

Les cas de charges qui solliciteront la lisse

Afin de faire un calcul manuel qui se rapproche de la réalité, il est nécessaire de convertir les chargements surfaciques en chargements linéiques que l'on appliquera comme chargement uniforme à la lisse. Par ailleurs comme l'espacement des pannes est de $1.11m$, nous multiplierons les chargement surface par $1.11m$

— **Les charges permanentes** .

1. Bardage LL35 : $10.9kg/m^2$.

2. Accessoires de pose : $3kg/m^2$.

   d'où la répartitions du poids permanent en mètre linéaire de longueur = $1.11m \times (10.9daN/m + 3daN/m) = 15.43daN/m$

3. Poids propre de la lisse UPN1410 : $16kg/m$

Ainsi nous obtenons un poids propre de

$\boxed{G = 15.43 + 16 = 31.43daN/m}$

— **Les charges climatiques**. La pression aérodynamique la plus défavorable correspond à un vent perpendiculaire au long pont ouest. Nous avons obtenu dans ce cas sur la zone A de la paroi verticale une pression aérodynamique égale à : $257daN/m^2$.

d'où $\boxed{V = 257 \times 1.11 = 285daN/m}$

Les combinaisons d'actions ELS

$$Q_{Ed_ser} = G + V$$

— Projection sur zz

$$\begin{aligned} Q_{z_ser} &= V \\ &= 285daN/m \end{aligned}$$

$\boxed{Q_{z_ser} = 285daN/m}$

— Projection sur yy

$$\begin{aligned} Q_{y_ser} &= G \\ &= 31.43 \end{aligned}$$

ainsi $\boxed{Q_{y_ser} = 31.43daN/m}$

Vérification du pré dimensionnement(vérification de la flèche)

Le CCM97 [9] recommande de limiter la flèche des poutres des toitures à $L/200$

1. flèche horizontale (due au vent)

$$\begin{aligned} f_{adm_z} &= L/200 \\ &= 6000/200 \\ &= 30mm \end{aligned}$$

d'où $\boxed{f_{adm} = 30mm}$

Dans la cas d'une poutre biarticulée et chargée uniformément, la flèche est donnée par :

$$f_{ser_z} = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z_ser}.L^4}{E.I_y}$$

9. voir CCM97, page 19, tableau 4.1

$Q_{z_ser(daN/m)}$	L(m)	$E(N/mm^2)$	$I_y(mm^4)$
279.7	6	2.1×10^5	6.05×10^6

Nous obtenons ainsi $\boxed{f_{ser_z} = 38mm}$

$$f_{ser_z} > f_{adm}$$

La flèche horizontale n'est pas vérifiée, il est nécessaire d'augmenter l'inertie. Considérons pour la suite l' **UPN160**.

2.2.4 dimensionnement des Lisses :Profilé retenu UPN160

Dans cette itération nous referons les mêmes opérations que dans l'itération 1, nous changerons uniquement le poids propre du profilé.

— **Les charges permanentes**

1. Bardage LL35 : $10.9kg/m^2$.
2. Accessoires de pose : $3kg/m^2$.

   d'où la répartitions du poids permanent en mètre linéaire de longueur

   $$1.11m \times (10.9daN/m + 3daN/m) = 15.43daN/m$$

3. Poids propre de la lisse UPN160 : $18.8kg/m$

   Ainsi nous obtenons un poids propre de

   $\boxed{G = 15.43 + 18.8 = 34.23daN/m}$

— **Les charges climatiques**.

Sur la zone A et pour une vent perpendiculaire au long pan ouest, nous avons une pression aérodynamique de $257daN/m^2$.

d'où $\boxed{V = 257 \times 1.11 = 285daN/m}$

Les combinaisons d'actions ELS

$$Q_{Ed_ser} = G + V$$

— Projection sur zz

$$\begin{aligned} Q_{z_ser} &= V \\ &= 285daN/m \end{aligned}$$

$\boxed{Q_{z_ser} = 285daN/m}$

— Projection sur yy

$$\begin{aligned} Q_{y_ser} &= G \\ &= 34.23 \end{aligned}$$

ainsi $\boxed{Q_{y_ser} = 34.23daN/m}$

Vérification du pré dimensionnement(vérification de la flèche)

1. la flèche horizontale (due au vent)

$$\begin{aligned} f_{adm_z} &= L/200 \\ &= 6000/200 \\ &= 30mm \end{aligned}$$

d'où $\boxed{f_{adm} = 30mm}$

Dans la cas d'une poutre biarticulée et chargée uniformément, la flèche est donnée par :

$$f_{ser_z} = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z_ser}.L^4}{E.I_y}$$

$Q_{z_ser(daN/m)}$	L(m)	$E(N/mm^2)$	$I_y(mm^4)$
279.7	6	2.1×10^5	9.25×10^6

Nous obtenons ainsi $\boxed{f_{ser_z} = 24.8mm}$

$$f_{ser_z} < f_{adm_z}$$

La flèche horizontale est vérifiée.

2. la flèche verticale (due au poids propre)

$$\begin{aligned} f_{adm_y} &= \frac{L/2}{200} \\ &= 3000/200 \\ &= 15mm \end{aligned}$$

d'où $\boxed{f_{adm_y} = 15mm}$

Dans la cas d'une poutre biarticulée et chargée uniformément, la flèche est donnée par :

$$f_{ser_y} = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{y_ser}.(L/2)^4}{E.I_z}$$

$Q_{y_ser(daN/m)}$	L/2(m)	$E(N/mm^2)$	$I_z(mm^4)$
34.23	3	2.1×10^5	0.853×10^6

Nous obtenons ainsi $\boxed{f_{ser_y} = 2mm}$

$$f_{ser_y} < f_{adm_y}$$

La flèche verticale est vérifiée.

3. La flèche totale

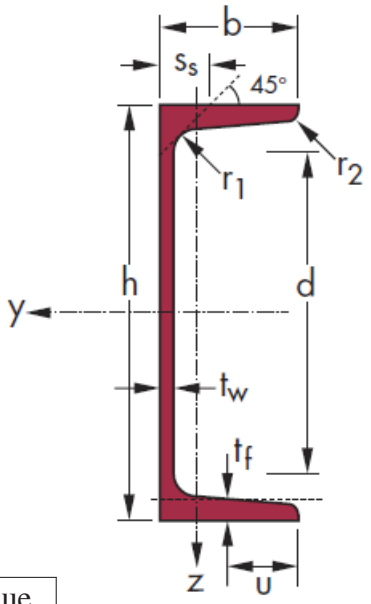
$$f_{tot} = \sqrt{(f_{ser_z})^2 + (f_{ser_y})^2}$$
$$= \sqrt{24.8^2 + 2^2}$$
$$= 24.4mm$$
$$f_{tot} = 24.9mm < 30mm$$

la flèche totale est ainsi vérifiée

Vérification des instabilités

Classification de profilé

$b(mm)$	$t_f(mm)$	$d(mm)$	$t_w(mm)$
65	10.5	115	7.5



— Semelle comprimée [10] :

$$\frac{b}{t_f} = \frac{65}{10.5} = 6.19 < 10\epsilon = 10 \times 0.92 = 9.2$$

la semelle est de classe 1.

— âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{115}{7.5} = 15.33 < 72\epsilon = 72 \times 0.92 = 66.24$$

l'âme est de classe 1.

Ainsi le profilé et de classe 1, il peut développer une résistance plastique.

Les combinaisons d'actions ELU

$$Q_{Ed} = 1.35G + 1.5V$$

— Projection sur ZZ :

$$Q_{zEd} = 1.5V$$
$$= 1.5 \times 285$$
$$= 427.5daN/m$$

ainsi $\boxed{Q_{zEd} = 427.5daN/m}$ et pour un chargement uniforme sur poutre biappuyée nous obtenons

$$MyEd = \frac{Q_{zEd \times L^2}}{8}$$

où L = 6m donc $\boxed{M_{yEd} = 1924daN.m}$

— Projection sur yy :

$$\begin{aligned} Q_{yEd} &= 1.35G \\ &= 1.35 \times 34.23 \\ &= 46.21daN/m \end{aligned}$$

ainsi $\boxed{Q_{yEd} = 46.21daN/m}$ ce qui correspond à un moment

$$M_{zEd} = \frac{Q_{yEd} \times (L/2)^2}{8}$$

Il existe un appui intermédiaire dans le plan xoy du fait de l'existence de la lierne.

$\boxed{M_{zEd} = 52daN.m}$

1. Vérification de la flexion déviée

Le CCM97 [11] recommande de vérifier la résistance à la flexion déviée à l'aide de la formule ci-dessous. **Il est toute fois important de mentionner que notre profilé UPN160 n'est pas une section bisymétrique, donc le critère utilisé pour la vérification des pannes n'est pas applicable**.

$$\left(\frac{M_{yEd}}{M_{plyRd}}\right) + \left(\frac{M_{zEd}}{M_{plzRd}}\right) < 1$$

$M_{yEd}(daN.m)$	$M_{plyRd}(daN.m)$	$M_{zEd}(daN.m)$	$M_{plzRd}(daN.m)$
1924	3450	52	880

ainsi

$$\left(\frac{M_{yEd}}{M_{plyRd}}\right) + \left(\frac{M_{zEd}}{M_{plzRd}}\right) = (0.548) + (0.059) = 0.607 < 1$$

La flexion déviée est vérifiée.

2. Vérification au déversement

(a) l'élancement géométrique et l'élancement théorique(formule approximative)

Pour les profilés à section constante, le CCM97 propose une formule approximative pour calculer l'élancement géométrique. [12]

$$\lambda_{LT} = \frac{L_D/i_{LT}}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{(L_D/a_{LT})^2}{25.66}\right]^{0.25}}$$

où $L_D = 3m$ car la lierne est considérée comme un maintient latéral qui bloque le flambement de la semelle inférieure autours de l'axe zz. Et $C_1 = 1.132$ pour une poutre biappuyée uniformément chargée. [13]

11. voir CCM97,page 68, equation (5.36)
12. CCM97 page 148 formule (B.15)
13. CCM97 page 144 tableau B.1.1

$$a_{LT} = \sqrt{\frac{I_w}{I_t}} = 210mm$$

$$i_{LT} = \sqrt{\frac{I_z}{A - 0.5 t_w h_s}} \text{ où } h_s = h - t_f$$

donc

$$h_s = 149.5mm$$

et

$$i_{LT} = 21.5mm$$

Nous obtenons ainsi

$$\lambda_{LT} = 75.8$$

L'élancement théorique est donnée par : $\lambda_1 = 93.9\epsilon$ où $\epsilon = 0.92$ d'ou

$$\lambda_1 = 86.4$$

Ainsi

$$\bar{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = 0.88 > 0.4$$

Il y a risque de déversement, il est necessaire de calculer le M_{bRd}

$$M_{bRd} = \chi_{LT} \beta_w \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}}$$

où $\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 et 2, $W_{ply} = 220600mm^3$ et $\gamma_{M1} = 1.1$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda_{LT}}^2}}$$

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda_{LT}} - 0.2) + \bar{\lambda_{LT}^2})$$

où $\alpha_{LT} = 0.21$ dans le cas du déversement.

Nous obtenons ainsi les résultats suivants :

$$\phi_{LT} = 0.959$$

$$\chi_{LT} = 0.746$$

$$M_{bRd} = 2573.7daN.m$$

(b) Critère de vérification au déversement

Le CCM97 propose de vérifier la résistance au déversement en flexion biaxiale en utilisant la formule suivante [14]

$$\frac{k_{LT}.M_{yEd}}{M_{bRd}} + \frac{k_z.M_{zEd}}{W_{plz}.f_y/\gamma_{M1}} \leq 1$$

$k_{LT} = 1$ car il n y a pas d'effort normal.

14. CCM97 page 79 titre 5.5.2 (1) et page 85 clause (2)

$M_{yEd}(daN.m)$	$M_{zEd}(daN.m)$	$W_{plz}(mm^3)$
2610	8.7	44610

Ainsi nous obtenons

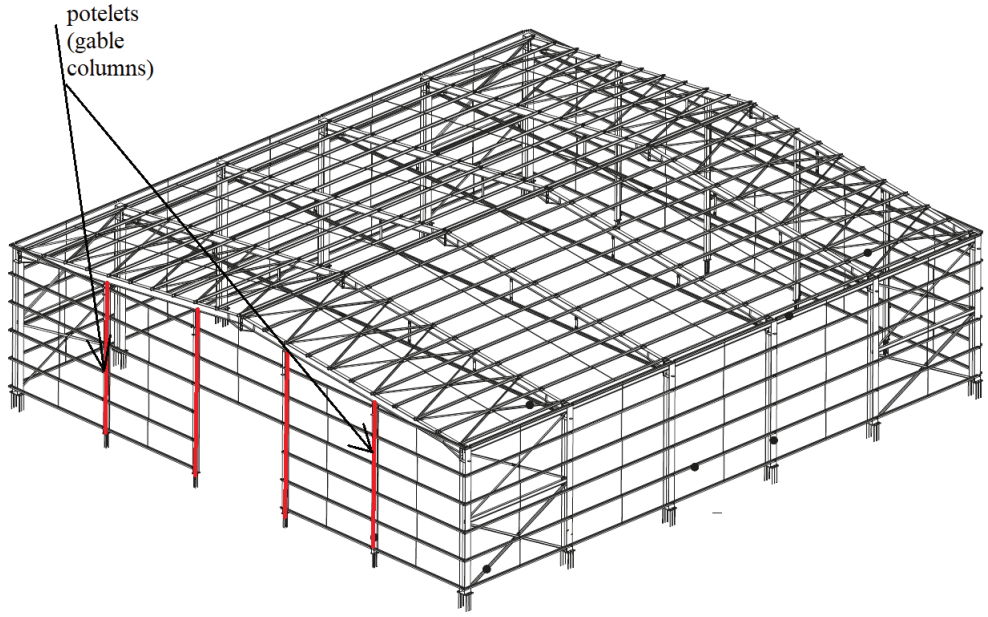
$$\frac{k_{LT}.M_{yEd}}{M_{bRd}} + \frac{k_z.M_{zEd}}{W_{plz}.f_y/\gamma_{M1}} = 0.748 + 0.059 = 0.806 < 1$$

Le déversement est ainsi vérifie, Notre profilé vérifie ainsi toutes les instabilités

Le profilé UPN160 sera retenu pour les lisses de bardages.

2.3 Vérification des potelets

2.3.1 Définition des potelets (Gable columns)



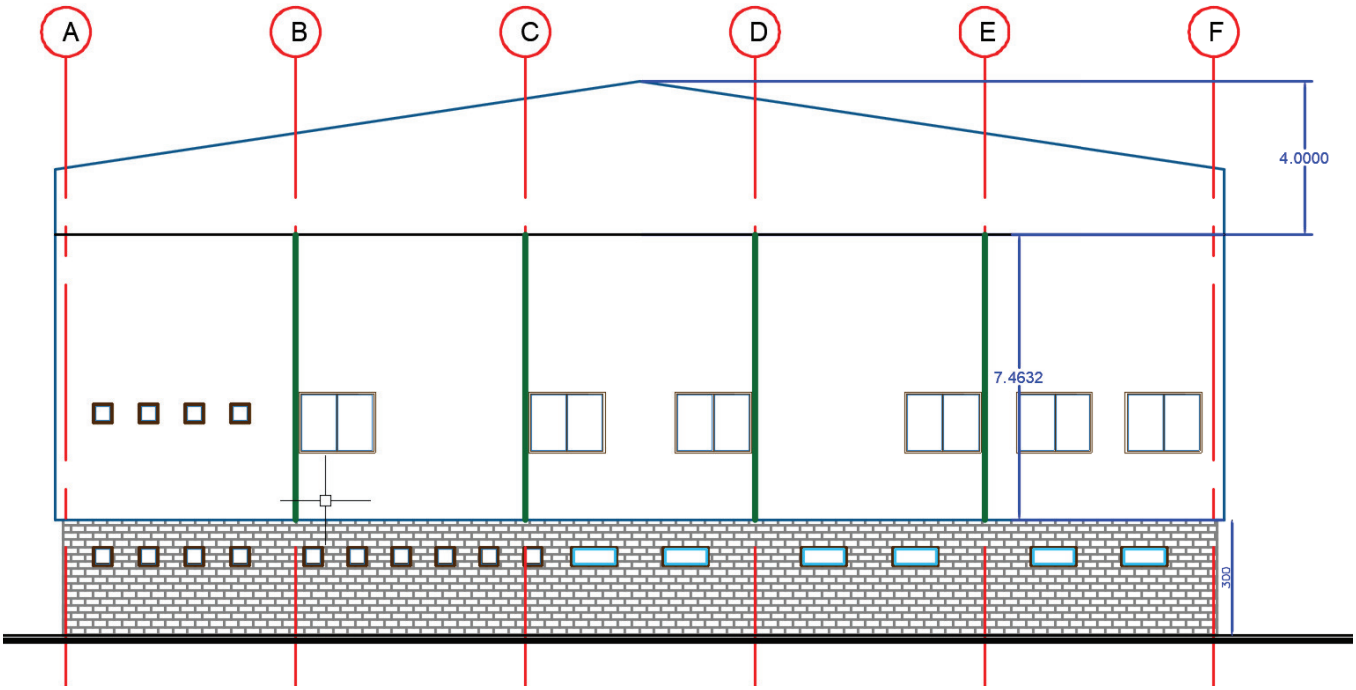
Les potelets sont des profilés en I ou en H, leur rôle est de résister et de transmettre les efforts horizontaux à la poutre au vent (contreventement horizontaux de la toiture)et aux pieds de poteaux vers les fondations.

Les potelets travaillent à la **flexion composée**. Ils sont en effet sollicités en **flexion (vent)** et en compression **poids propre + poids bardage + poids des lisses.**

Remarque concernant les potelets de cet hangar

Il est important de mentionner que bien que notre hangar ait une hauteur de 14.8m, nous avons un soubassement de 3m. Et une ferme de 4m de hauteur.

Ainsi la hauteur de potelet que nous prendrons en considération est



$$h_{potelet} = 7.8m$$

Pour le dimensionnement et les calculs, nous prendrons en considération ces valeurs :

— **h = 7.8m**

— **surface tributaire offerte au vent par potelet :** $6m \times 7.8m = 46.8m^2$

2.3.2 Pré dimensionnement des potelets

Il est important de convertir la pression aérodynamique (flexion) en chargement linéique et le chargement vertical(compression) en chargement ponctuel.

Les cas de charges qui solliciteront le potelet

— **Les charges permanentes** .

1. Bardage LL35 : $10.9kg/m^2$.
2. Accessoires de pose : $3kg/m^2$.

   En multipliant par la surface tributaire nous obtenons

   $46.8m^2 \times (10.9daN/m + 3daN/m) = 651daN$

$$G_1 = 651daN$$

3. Poids propre des 7 lisses en UPN 160 :

   $7 \times 18.8daN/m \times 6m = 1128daN$

$$G_2 = 790daN$$

Ainsi nous obtenons un chargement ponctuel de compression (poids propre) de :

$\boxed{G = G_1 + G_2 = 651 + 790 = 1441daN}$

— **Les charges climatiques**.

La pression aérodynamique la plus défavorable correspond à un vent perpendiculaire au long pont ouest. Nous avons obtenu dans ce cas sur la zone A de la paroi verticale une pression aérodynamique égale à : $257daN/m^2$.

d'où $\boxed{V = 257 \times 6 = 1542daN/m}$

Détermination de l'inertie minimale (vérification de la flèche)

1. la flèche admissible (due au vent)

$$\begin{aligned} f_{adm} &= L/200 \\ &= 7800/200 \\ &= 39mm \end{aligned}$$

d'où $\boxed{f_{adm} = 39mm}$

Dans la cas d'une poutre biarticulée et chargée uniformément, la flèche est donnée par :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{V.L^4}{E.I_y}$$

Nous avons

$$\begin{aligned} f &\leq f_{adm} \\ \frac{5}{384} \times \frac{V.L^4}{E.I_y} &\leq f_{adm} \\ I_y &\geq 9074.10^4 mm^4 \end{aligned}$$

d'où l'inertie minimale $\boxed{I_{min} = 9074 \times 10^4 mm^4}$

Ainsi nous choisissons une **IPE 330** de moment d'inertie $I_y = 11770.10^4 mm^4$

Vérification des instabilités

Classification de profilé

$b(mm)$	$t_f(mm)$	$d(mm)$	$t_w(mm)$	$r(mm)$
160	11.5	271	7.5	18

— Semelle comprimé :

$$\frac{b/2 - t_w/2 - r}{t_f} = 5.065 < 10\epsilon = 10 \times 0.92 = 9.2$$

la semelle est de classe 1.

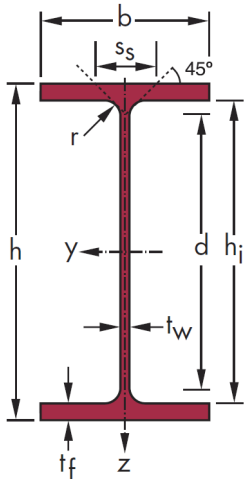


FIGURE 2.2 – notation des caractéristique géométrique

— âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = 36.13 < 72\epsilon = 72 \times 0.92 = 66.24$$

l'âme est de classe 1.

Ainsi le profilé et de classe 1, il peut développer une résistance plastique.

1. Vérification de la résistance en section

Le CCM97 [15] recommande de vérifier s'il le moment résistance plastique n'est pas réduit sous l'effet de l'effort normal de compression. Nous devons par conséquent vérifier :

$$N_{Ed} \leq min\left[0.25N_{pl}; \frac{0.5A_w.f_y}{\gamma_{M_0}}\right]$$

où $N_{pl} = \frac{A.f_y}{\gamma_{M_0}}$ et $A_w = A - 2bt_f$

$A(mm^2)$	$A_w(mm^2)$	γ_{M_0}	$G_{IPE330}(dN/m)$
6260	2580	1.1	49.1

$$\begin{aligned} G_{tot} &= G + G_{IPE330} \\ &= 1441 + 7.8 \times 49.1 \\ G_{tot} &= 1824daN \end{aligned}$$

$$N_{Ed} = 1.35 \times G_{tot} = 2462daN$$

15. voir CCM97,page 66 paragraphe 5.4.8.1 clause (3)

$\boxed{N_{Ed} = 2462daN}$

$$N_{Ed} \leq min\,[39125daN; 32250daN] = 32250daN$$

Ainsi le moment résistant plastique n'est pas réduit sous l'effet de l'effort de compression d'où $\boxed{M_{NyRd} = M_{plyRd} = 20107daN.m}$

Nous avons $M_{yEd} = \frac{Q_z.l^2}{8}$
et $Q_z = 1.5V = 1.5 \times 1542 = 2313daN/m$ d'où
$\boxed{M_{yEd} = 17590daN.m}$
Le critère de vérification de la résistance en section est donnée par

$$\frac{M_{yEd}}{M_{plyRd}} = \frac{17590}{20107} = 0.875 \leq 1$$

La résistance en section est vérifiée.

2. Vérification de la résistance au flambement flexion Le CCM97 [16] recommande le critère de vérification suivant :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min}.A.fy/\gamma_{M_1}} + \frac{K_y.M_{yEd}}{W_{ply}.f_y/\gamma_{M_1}} \leq 1 \tag{2.1}$$

où

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y.N_{Ed}}{\chi_y.A.f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda_y}.(2.\beta_{M.y} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$\beta_{M.y}$	$W_{ply}(mm3)$	$W_{ely}(mm3)$	$A(mm^2)$
1.3	804300	713100	6260

(a) Détermination de χ_{min}

$i_y(mm)$	$i_z(mm)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$
137.1	35.5	330	160	11.5

i. Flambement autours de zz

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda_z}^2}} \tag{2.2}$$

$$\bar{\lambda_z} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}\sqrt{\beta_A}$$

où $\beta_A = 1$

16. page 82 paragraphe 5.5.4 formule (5.51)

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = 31.27$$

où $l_{fz} = l_0 = 1.11m$ car la poutre est bi articulée.

$$\lambda_1 = 93.9\epsilon = 93.9 \times 0.92 = 86.388$$

$\bar{\lambda_z} = 0.36 > 0.2$ risque de flambement autours de zz

$$\phi_z = 0.5(1 + \alpha_z(\bar{\lambda_z} - 0.2) + \bar{\lambda_z^2})$$

Nous avons $\frac{h}{b} = 2.06 > 1.2$ et comme $t_f < 40mm$, nous déduisons que pour une flexion autours de zz : $\alpha_z = 0.34$

Ainsi nous obtenons

$$\phi_z = 0.592$$

En portant dans l'équation (6.4) nous obtenons $\chi_z = 0.9416$

ii. Flambement autours de yy

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda_y}^2}} \tag{2.3}$$

$$\bar{\lambda_y} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}\sqrt{\beta_A}$$

où $\beta_A = 1$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = 56.893$$

où $l_{fy} = l_0 = 7.8m$ car la poutre est bi articulée.

$$\lambda_1 = 93.9\epsilon = 93.9 \times 0.92 = 86.388$$

$\bar{\lambda_y} = 0.655 > 0.2$ risque de flambement autours de yy

$$\phi_y = 0.5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda_y} - 0.2) + \bar{\lambda_y^2})$$

Nous avons $\frac{h}{b} = 2.06 > 1.2$ et comme $t_f < 40mm$, nous déduisons que pour une flexion autours de yy : $\alpha_y = 0.21$

Ainsi nous obtenons

$$\phi_y = 0.7626$$

En portant dans l'équation (6.5) nous obtenons $\chi_y = 0.8677$

$\chi_{min} = min(0.9416, 0.8677) = \chi_y = 0.8677$

(b) Détermination de K_y

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Ed}}{\chi_y . A . f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{M.y} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = -0.7897 < 0.9$$

Ainsi $\boxed{K_y = 1.01 < 1.55}$

En portant dans l'équation 5.3 nous obtenons

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min}.A.fy/\gamma_{M_1}} + \frac{K_y.M_{yEd}}{W_{ply}.f_y/\gamma_{M_1}} \leq 0.01343 + 0.94011 = 0.9535 < 1$$

Le critère de flambement flexion est ainsi vérifié.

Conclusion

- **Profilé pannes : IPE 200**
- **Profilé Lisses :UPN 160**
- **Profilé potelets : IPE330**

Chapitre 3

Étude de plancher

3.1 Introduction

Le plancher mixte (acier-béton), constitué d'un plan horizontal rigide a pour but de supporter et de transmettre les charges verticales (et horizontales- diaphragme rigide dans le cas d'un séisme) aux poteaux et aux contreventements verticaux puis de les acheminer vers les fondations.

3.2 Définition

Le plancher mixte est composé d'une couche en béton armé connectée aux semelles supérieures des solives par des éléments de liaison appelés connecteurs dont le rôle est de rendre solidaire les solives en acier de la dalle de béton en évitant tout glissement relatif. Une telle dalle est dite collaborant, elle participe à l'inertie globale du plancher.

Etant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement, nous allons développer la méthode de calcul de ce type de plancher.

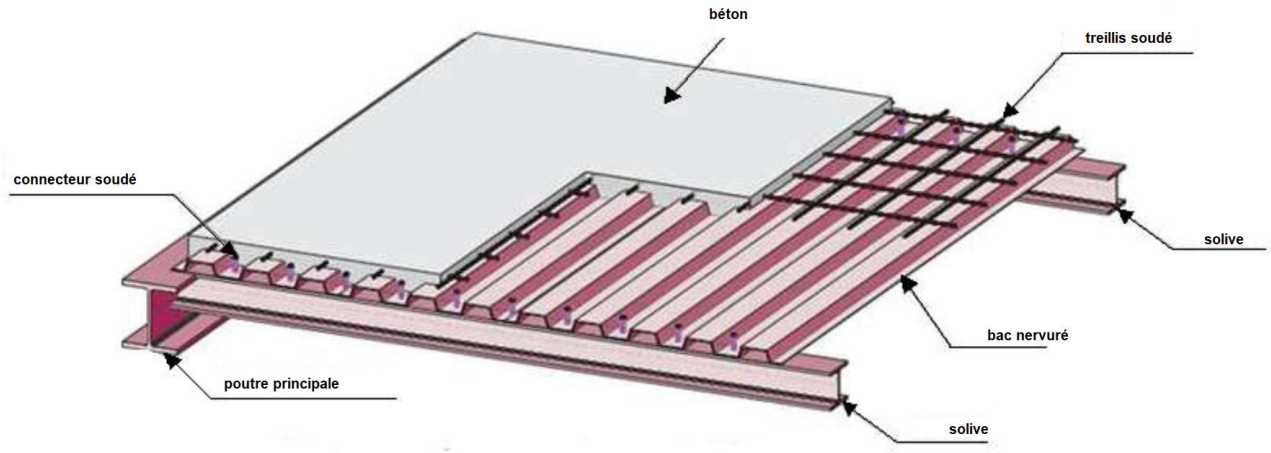
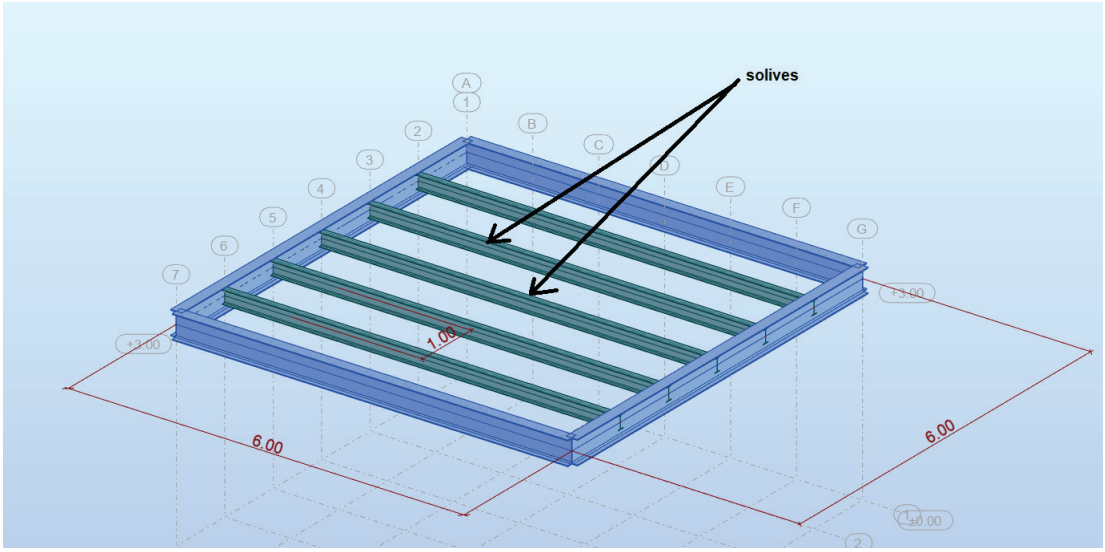


FIGURE 3.1 – Plancher collaborant

3.3 Disposition des solives

Pour notre première approche de dimensionnement du plancher de notre ouvrage, nous disposerons dans chaque trame cinq solives, espacées d'un mètre. (**Nous changerons cet espacement par suite lors du calcul de l'inertie de la poutre mixte et ce dans le but de positionner l'axe neutre de élément au niveau de la semelle supérieure du profilé en acier.**)



3.4 Caractéristique des éléments constructifs

1. Acier
   - Module de Young $E_a = 2.1 \times 10 uMPa$
   - Limite d'élasticité $f_y = 275MPa$
   - Limite élastique de cisaillement $\tau_e = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 158.8MPa$
   - Tôle nervurée TN 40 de 0.8mm d'épaisseur
2. Béton
   - Pour les planchers, nous utiliserons un béton C25/30 d'épaisseur **t = 10 cm**.
   - $f_{c28} = 25MPa$.
   - masse volumique $\rho = 25KN/m^3$.
   - Module d'élasticité efficace du béton $E'_c = E_{cm}/2$.
   - Module sécant d'élasticité moyen pour un chargement à court terme [1]

$$E_{cm} = 30500MPa$$

.

Le coefficient d'équivalence [2]

$$n = \frac{E_a}{E'_c} = \frac{210000}{15250} = 14$$

$$n = 14$$

   - Le coefficient de retrait $\epsilon = 2.10^{-4}$

3.5 Vérification au stade de montage

3.5.1 Évaluation des charges

1. **Les charges permanentes**

1. ENV 1994-1-1 :1992 Page 39 tableau 3.2
2. ENV 1994-1-1 :1992 Page 40 3.1.4.2 (4)

— Solive IPE220 :

$$G_1 = 0.262kN/m$$

— Dalle en béton :

$$G_2 = \rho \times espacement_{solives} = 25kN \times 0.1 \times 1$$

$$G_2 = 2.5kN/m$$

— Tôle TN40 et accessoires de pause

$$G_3 = 0.147kN/m^2 \times 1m = 0.147kN/m$$

d'où le poids permanent total est :

$\boxed{G = 2.91kN/m}$

2. **Les charges d'exploitation**

$$Q = 2.5kN/m^2 \times 1m = 2.5kN/m$$

3.5.2 Vérification de la flèche (ELS)

$Q_{ser} = G + Q = 2.91 + 2.5$

$\boxed{Q_{ser} = 5.41kN/m}$

$f_{adm} = l/250 = 6000/250$

$\boxed{f_{adm} = 24mm}$

$$f_{ser} = \frac{5Q_{ser}l^4}{384EI}$$

où $I = 27.72 \times 10^6 mm^4$

donc $\boxed{f_{ser} \simeq 15.7mm}$

$$f_{ser} < f_{adm}$$

La flèche est ainsi vérifiée.

3.5.3 Vérification à l'ELU

La combinaison à l'ELU est donnée par

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = 1.35 \times 2.91 + 1.5 \times 2.5$$

$\boxed{Q_u = 7.68kN/m}$

1. **Classe du profilé :** Notre profilé est de classe 1, il peut développer une résistance plastique .
2. **Vérification de la résistance en section :**

— Pour une poutre biarticulée, le moment sollicitant à l'ELU

$M_{yEd} = \frac{Q_u \times l^2}{8}$

$\boxed{M_{yEd} = 34.56kN.m}$

— Le moment résistant est donnée par

$$M_yRd = \frac{W_{ply}.f_y}{\gamma_{M_0}}$$

où $W_{ply} = 285.4 \times 10^3 mm^3$ et $\gamma_{M_0} = 1.1$

$\boxed{M_{yRd} = 71.35kN.m}$

$$\frac{M_{yEd}}{M_{yRd}} = 0.48 < 1$$

La résistance en section est vérifiée.

3. **Vérification au cisaillement**

— L'effort tranchant sollicitant :

$$V_{zEd} = \frac{Q_u \times l}{2}$$

$\boxed{V_{zEd} = 23kN/m}$

— L'effort tranchant résistant :

$$V_{zRd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

où $A_{vz} = d \times h = 177.6 \times 5.9 = 1048mm^2$

Donc $\boxed{V_{zRd} = 151.3kN}$

$$\frac{V_{zEd}}{V_{zRd}} = 0.15 < 0.5$$

L'effort tranchant est ainsi vérifié et il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant sollicitant et le moment plastique résistant.

3.6 Vérification au stade final (après durcissement du béton)

Après durcissement du béton, l'inertie du béton participera dans l'inertie totale de la section mixte. **Néanmoins comme le béton travaille à la compression et l'acier travaille à la traction, nous aimerions disposer nos poutrelles telle que l'axe neutre de la poutre mixte se situe au voisinage de la semelle supérieure du profilé en acier IPE 220**

En nous référant à la figure [3], nous déterminerons les caractéristiques nécessaires à la poutre mixte afin que lors de la flexion le béton soit entièrement comprimé.

3. Manuel de calcul selon l'Eurocode 4 des bâtiments contreventés en ossature mixte acier-béton - page 147

3.6.1 Détermination de la position de l'axe neutre

Pour une dalle en béton armé d'épaisseur $t = 100mm$ solidairement connecté à un IPE 220 (figure 3.2)

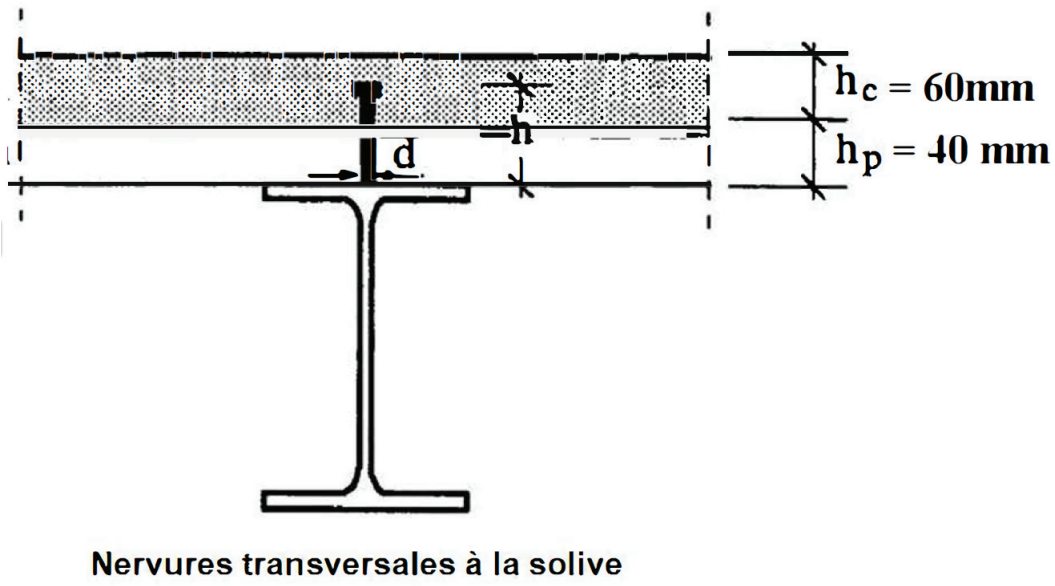


FIGURE 3.2 – section de la poutre mixte

1. **Détermination de b_{eff}**

b_{eff} est la largeur sur laquelle la répartition des contraintes normales est constante.

— Afin que le béton soit entièrement comprimé il est nécessaire que :

$$F_a > F_c > F_w$$

où F_a est l'effort résistant à la traction ou à la compression du profilé IPE 220.

F_c est l'effort résistant de la semelle en béton armé.

et F_w est l'effort résistant à la traction ou à la compression de la semelle du profilé IPE 220.

$$\begin{aligned} F_a &> F_c \\ A_a \times f_y/\gamma_a &> h_c \times b_{eff} \times 0.85 \times f_{ck}/\gamma_c \\ b_{eff} &< \frac{A_a.f_y.\gamma_c}{\gamma_a.hc \times 0.85 \times f_{ck}} \\ b_{eff} &< \frac{3340 \times 275 \times 1.5}{1.1 \times 60 \times 0.85 \times 25} \\ b_{eff} &< 982mm \end{aligned}$$

Ainsi nous considérons $\boxed{b_{eff} = 850mm}$

d'où $\boxed{F_a = 0.835MN}$

et $\boxed{F_c = 0.723MN}$

Nous avons

$$F_w = (h_a - 2t_f)t_w f_y/\gamma_a$$

donc $\boxed{F_w = 0.297MN}$

et

$$F_s =$$

2. **Déterminons z_c la distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure la plus comprimée**

$$z_c = (F_a - F_c)\frac{\gamma_a}{2bf_y} + h_c + h_p$$

$\boxed{z_c = 100mm}$ **donc le béton armé est entièrement comprimé.**

3. **Déduction de l'espacement des solives e**

Sous l'hypothèse d'un espacement régulier des solives [4]

$b_{eff} = 2b_e$ où b_e est la mi-distance entre les âmes de deux poutres adjacentes

$$b_e = 0.5b_{eff} = 425mm$$

d'où **nos solives seront espacées de** $e = 0.425 \times 2$

$\boxed{e = 0.85m}$

3.6.2 Détermination l'inertie de la poutre mixte

L'inertie de **la section d'acier équivalente** ([5] ou [6]) sous les hypothèses suivante est donnée par :

— Poutre bi-articulé (moment de flexion positif).

— Béton non fissuré

$$I_1 = \frac{A_a(h_c + 2h_p + h_a)^2}{4(1 + nr_c)} + \frac{b_{eff}h_c^3}{12n} + I_a$$

— $h_a$la hauteur totale du profilé IPE220

—

$$r_c = \frac{A_a}{b_{eff}h_c}$$

— $n = 14$ le coefficient d'équivalence acier-béton.

$\boxed{I_1 = 85267 \times 10^3 mm^4}$

3.6.3 Le moment de flexion sollicitant

Déterminons d'abord les charges et les surcharges que notre poutre mixte devra supporter.

— **Les charges permanentes**

ainsi $\boxed{G = 4.72kN/m}$

4. ENV 1994-1-1 :1992 page 50 4.2.2.1
5. Manuel de calcul selon l'Eurocode 4 des bâtiments contreventés en ossature mixte acier-béton - page 120
6. ENV 1994-1-1 :1992 Page 52 4.2.3

TABLE 3.1 – charges permanentes

	en préssion (kN/m^2)	espacement (m)	chargement linéique (kN/m)	G (kN/m)
Cloison	1	0.85	0.85	
carrelage	0.2	0.85	0.17	
chape 2cm	0.4	0.85	0.34	
dalle ba 10cm	2.5	0.85	2.125	
TN40 et access	0.147	0.85	0.12495	
solive IPE 220	0.308	0.85	0.2618	
faux plafond	1	0.85	0.85	
				4.72

— **Les charges d'exploitations**

$$Q = 2.5kN/m^2 \text{ d'où } Q = 2.5kN/m \times 0.85m$$

$$\boxed{Q = 2.125kN/m}$$

Ainsi à l'ELU

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\boxed{Q_u = 9.56kN/m}$$

donc

$$M_u = \frac{Q_u l^2}{8} = 43kN.m$$

1. **Vérification de la résistance en section**

Le moment résistance plastique résistance de la section mixte équivalente est donné par [7] :(les parametre de cette formule sont illustrés dans la figure 3.3)

$$M_{plyRd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + a\right) - (F_a - F_s)\left(a + \frac{z_c - h_c - h_p}{2}\right)$$

F_s est l'effort résistant de traction de le treillis soudé.

donc

$$M_{plyRd} = 0.835 \times 10^6 \left(\frac{0.22}{2} + 0.1\right) - (0.83 - 0) \times 10^6 \, (0.1) = 92.35 \times 10^3 N.m$$

$$\boxed{M_{plyRd} = 92.35kN.m}$$

$$\frac{M_u}{M_{plyRd}} = 0.47 < 1$$

La résistance en section de la poutre mixte est vérifiée.

Remarque

Nous pouvons négliger à l'ELU le retrait du béton [8] dans le cas des planchers de bâtiments avec solives de classes 1, 2 ou 3.

7. Design handbook for braced composite steel-concrete buildings according to Eurocode 4. Schleich, Jean Baptiste and Mathieu, Jules and Conan, Yves. page 147

8. ENV 1994-1-1 :1992 page 48 - 4.1.1(7)

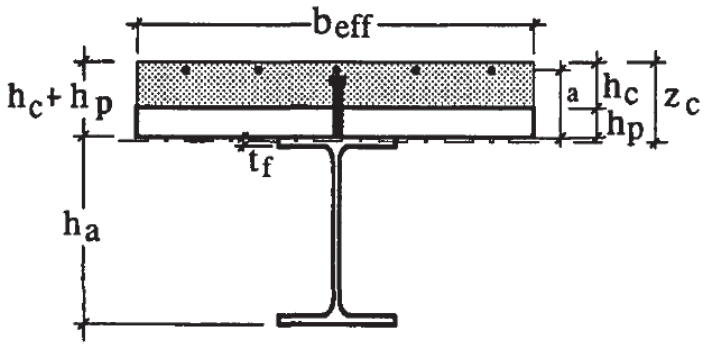


FIGURE 3.3 – poutre mixte

3.6.4 Calcul et dimensionnement des connecteurs

Les dimensions des connecteurs que nous utiliserons sont représentées sur la figure 3.4

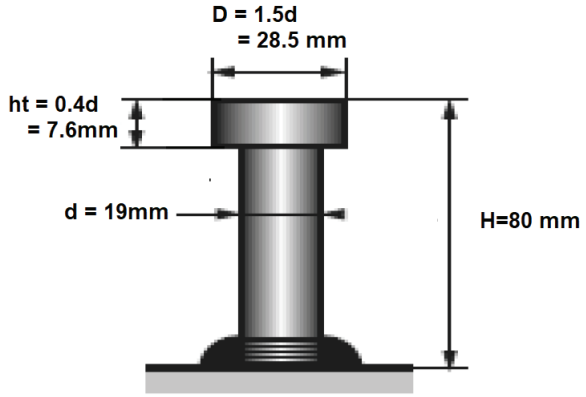


FIGURE 3.4 – caractéristiques des connecteurs.

Afin qu'il y ait une connection complète [9] de la poutre mixte il est nécessaire que

$$N_f \geq \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

où V_l est l'effort de cisaillement longitudinal total.
et P_{Rd} est la résistance de calcul d'un connecteur.

1. **Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal V_l**

   La formule [10] du cisaillement longitudinal total est donnée par :

9. ENV 1994-1-1 :1992 Page 102 6.1.1(2)
10. ENV 1994-1-1 :1992 Page 105 6.2.1.1(1)

$$V_l = F_{CF} = min\left(A_a\frac{f_y}{\gamma_a};\ b_{eff}\times h_c\times 0.85\times\frac{f_{ck}}{\gamma_c}+A_{se}\frac{f_{sk}}{\gamma_s}\right)\textbf{ où}$$

$$A_a\frac{f_y}{\gamma_a} = 3340\times\frac{275}{1.1} = 835.10^3N = 835kN$$

$$b_{eff}\times h_c\times 0.85\times\frac{f_{ck}}{\gamma_c}+A_{se}\frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 850\times 60\times 0.85\times\frac{25}{1.5}+0 = 722.5\times 10^3N = 722.5kN$$

Ainsi $\boxed{V_l = 722.5kN}$

2. **Calcul de la résistance d'un connecteur P_{Rd}**

la formule proposé par les eurocodes [11] est donnée par par :

$$P_{Rd} = min\begin{cases}\frac{0.8f_u}{\gamma_v}\times\left(\frac{\pi d^2}{4}\right)\\ \\ 0.29\alpha d^2\times\frac{\sqrt{f_{ck}\times E_{cm}}}{\gamma_v}\end{cases}$$

Donc

$$P_{Rd} = min\begin{cases}\frac{0.8\times 430}{1.25}\times\left(\frac{\pi 19^2}{4}\right) = 78.10^3N = 78kN\\ \\ 0.29\times 1\times 19^2\times\frac{\sqrt{25\times 30500}}{1.25} = 73.10^3N = 73kN\end{cases}$$

Ainsi

$$P_{Rd} = 73kN$$

L'EC4 recommande de corriger cette effort résistant par un coefficient qui dépend du sens des nervures de la tôle par rapport aux solives. Dans notre cas $k_t = 2.31 > 1$ donc nous considérons

$$k_t = 1$$

donc

$$P_{Rd} = k_t\times P_{Rd} = 73kN$$

$\boxed{P_{Rd} = 73kN}$

3. **Calcul du nombre de connecteur N_f**

$$N_f \geq \frac{V_t}{P_{Rd}} = \frac{722.5}{73} = 9.9$$

Ainsi pour qu'il y ait connection total des solives à la dalle en béton armée, nous considérons un nombre total de connecteurs

$$N_f = 10 \text{ connecteurs sur une longueur critique}$$

11. ENV 1994-1-1 :1992 Page 108 - 6.3.2.1

$$\text{où } L_{cr} = \frac{l}{2} = 3m$$

Le nombre total de connecteur sur toute la solive est $\boxed{2 \times N_f = 20 connecteurs}$

Ces connecteurs seront espacés de

$$S = \frac{L_{cr}}{N_f - 1} = 0.33m$$

Nous considérons ainsi un espacement $\boxed{S = 30cm}$

Conclusion

Les résultats de cette étude sont résumés ci-dessous :

— Solives : IPE220
— Dalle en béton C25/30 armé (treillis soudé) de 10cm.
— Sur chaque solive nous disposerons une file de 30 connecteurs espacés de 30cm (la figure 3.4 illustre les caractéristiques d'un connecteur) .

Chapitre 4

Étude de la poutre de roulement

4.1 Introduction

— Durant ce chapitre nous détaillerons les calculs qui nous permettent de déterminer les différents chargements (verticaux et horizontaux) qui agiront sur notre poutre de roulement.
— Nous déterminerons la section la plus sollicité.
— Nous déterminerons les efforts internes aux niveau de cette section (la plus sollicité) ainsi qu'au niveau des appuis.
— Enfin nous ferons les vérifications nécessaires à à l'ELS puis à l'ELU.

4.2 Documents réglementaires

Durant toute cette étude nous nous baserons principalement sur les textes réglementaires suivants :
— Eurocode 1 partie 3 (EN 1991-3 (2006) (English)) : Actions on structures. Actions induced by cranes and machinery.
— Eurocode 3 partie 6 (EN 1993-6 (2007) (English)) : Design of steel structures. Crane supporting structures.

4.3 Caractéristiques du pont roulant

Notre pont roulant est un **bipoutre ZLK** .Il a été produit par l'entreprise **ABUS Levage France**, il a une portée de **30 m** et il peut soulever une charge nominale de $Q_h = 10 tonnes$

Sur la figure ci-dessous se trouve les principales caractéristiques que l'on utilisera lors des différents calculs.

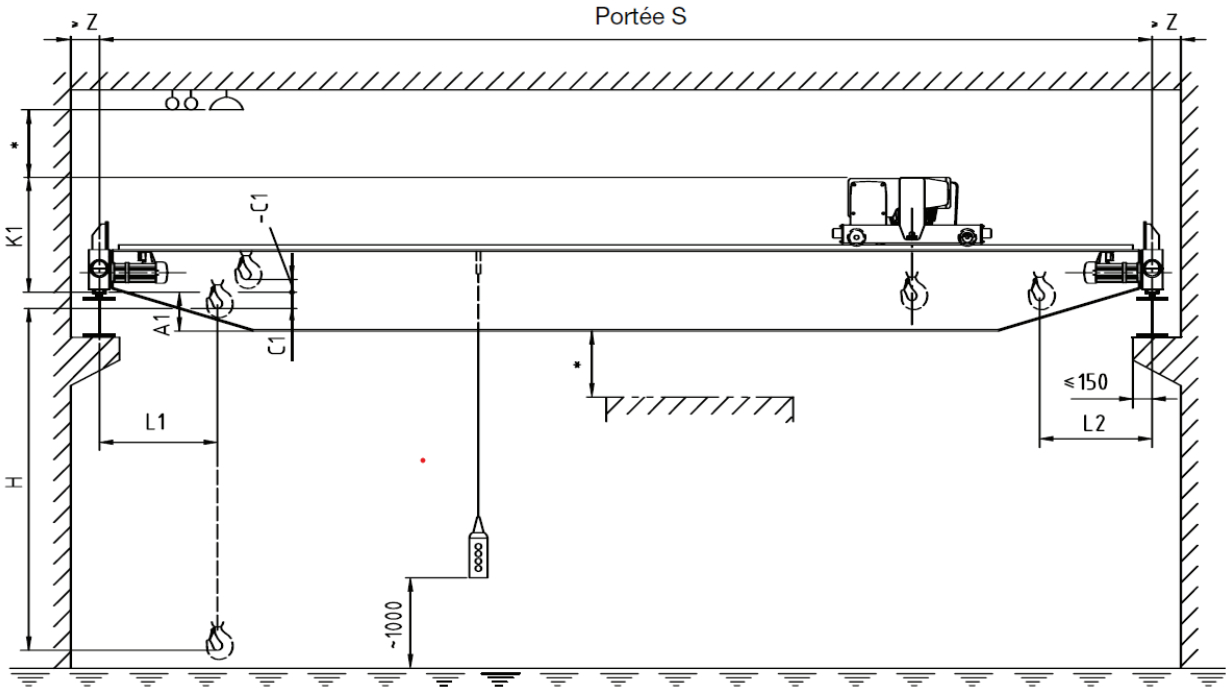


FIGURE 4.1 – dimensions fournies par le constructeur

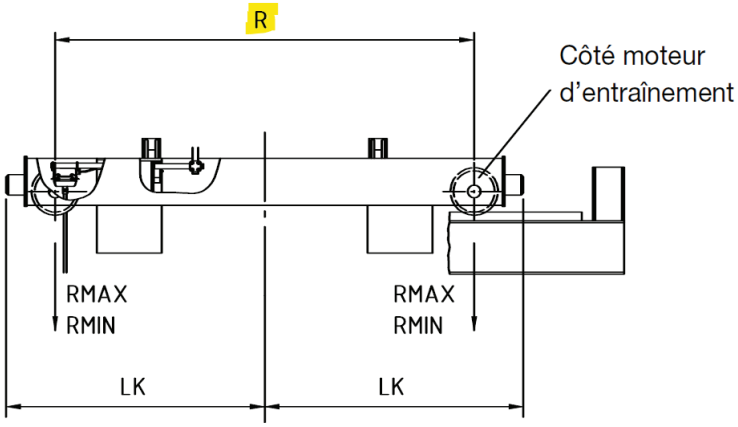


FIGURE 4.2 – données relatives au chariot

Caractéristiques des ponts bipoutres ZLK

Capacité, Type de treuil[1)]	S[1)] m	A1 mm	K1 mm	C1 mm	L1 mm	L2 mm	Z min mm	Hmax[1)] mm	R mm	LK mm	R.V./galet kN R max	R min
10 000 kg Chariot treuil GM 3100 H6 FEM 2m VL = 0.8/5 m/mn	10	260	900	-30	760	760	170	10000	2700	1620	55.6	10.5
	14	360	900	-30	760	760	170	10000	2700	1645	60.0	12.5
	16	460	900	-30	760	760	170	10000	2900	1745	62.8	14.6
	18	460	900	-30	760	760	170	10000	2900	1745	64.5	15.7
	20	500	960	-90	760	760	180	10000	2900	1765	67.8	18.6
	22	500	960	-90	760	760	180	10000	3200	1950	71.0	21.4
	24	700	960	-90	760	760	180	10000	3800	2250	76.0	26.0
	26	700	960	-90	760	760	180	10000	3800	2250	78.0	27.8
	28	700	960	-90	760	760	180	10000	4600	2650	82.7	32.1
	30	660	1010	-140	760	760	180	10000	4600	2715	91.7	40.8
	32	900	1010	-140	760	760	180	10000	5100	2965	95.1	43.9
	34	900	1010	-140	760	760	180	10000	5100	3005	101.0	49.2

FIGURE 4.3 – fiche technique du pont roulant zlk : dimensions et réaction.

Caractéristiques générales de conception					
Base : Directives CE – Recommandations FEM	DIN 15108, H2/B3 Service intérieur, passerelle et cabine en option Tension de service 3 x 400 V/50 Hz				
Vitesses de translation	EDL : 7.5/30 m/mn ELV / ELK / ZLK : 10/40 m/mn				
Vitesses de direction	ELV / ELK / EDL / ZLK : 5/20 m/mn Standard - autres vitesses possibles				
Flèche	<= 1/750 è de la portée				
Fréquences	ELV / EDL : >= 2.5 Hz ELK / ZLK : voir ci-dessous				
	S [m] <=	23.0	25.0	28.0	32.0
	FE [Hz] >=	2.5	2.4	2.3	2.2



FIGURE 4.4 – fiche technique du pont roulant zlk : valeurs admissibles.

4.4 Détermination de Q_{c1} et Q_{c2} poids propre du pont roulant et poids propre du chariot

Afin de pouvoir faire les différentes vérifications il est nécessaire de déduire :
— Q_{c1} poids propre du pont roulant (sans le chariot).
— Q_{c2} poids propre du chariot.
A partir des données offertes par le constructeur (R_{max} et R_{min}) et en respectant les conventions proposées par les Eurocodes, nous pouvons déterminer ces chargements.

1. **En charge (la charge nominale est prise en considération)** [1]

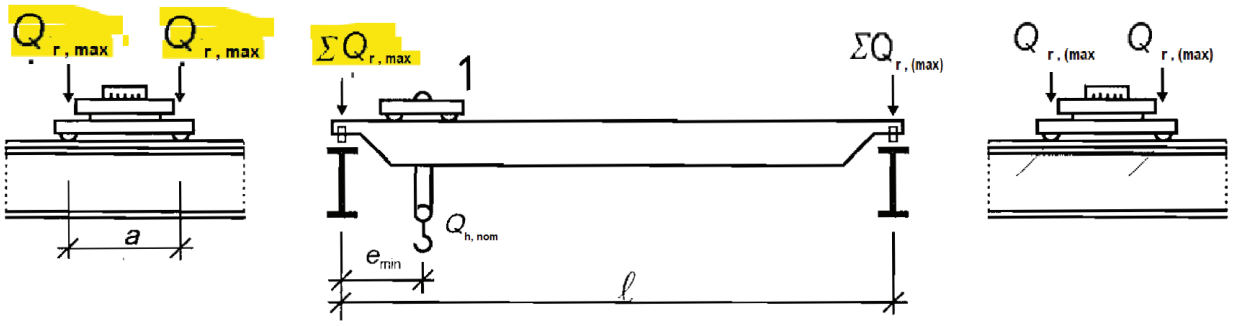


FIGURE 4.5 – Convention des réactions en charge.

Nous avons ainsi

$$\Sigma Q_{r,max} = 2R_{max} = \frac{1}{2}Q_{c1} + \frac{l - e_{min}}{l}Q_{c2} + \frac{l - e_{min}}{l}Q_h$$

mais
$R_{max} = 91.7KN$,
$Q_h = 100KN$,
$e_{min} = L_1 = 0.76m$ et
$l = 30m$
d'où l'équation :

$$\frac{1}{2}Q_{c1} + 0.975Q_{c2} = 85.93KN \tag{4.1}$$

2. **A vide : La charge nominale n'est pas prise en considération**

$$\Sigma Q_{r,min} = 2R_{min} = \frac{1}{2}Q_{c1} + \frac{e_{min}}{l}Q_{c2}$$

mais
$R_{min} = 40.8KN$,
$e_{min} = L_2 = 0.76m$ et
$l = 30m$

1. voir EN1991-3 page 17

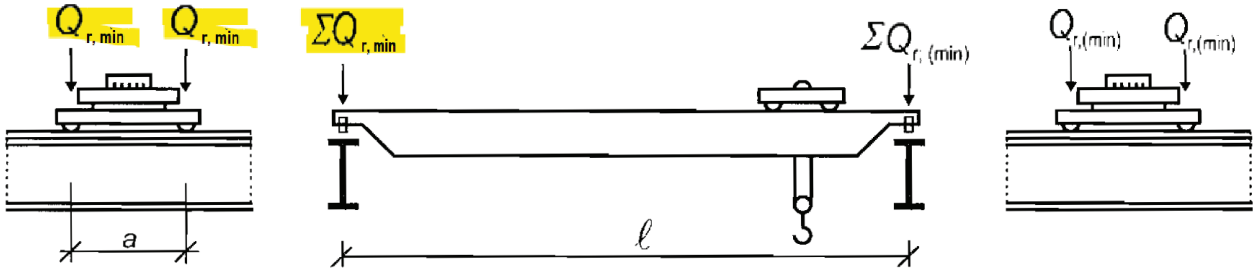


FIGURE 4.6 – Convention des réactions à vide.

d'où l'équation

$$\frac{1}{2}Q_{c1} + 0.025Q_{c2} = 81.6KN \tag{4.2}$$

de (4.1) et (4.2) nous obtenons

— **Poids propre du pont roulant**

$\boxed{Q_{c1} = 163KN}$

— **Poids du chariot**

$\boxed{Q_{c2} = 4.6 \simeq 5KN}$

4.5 Les charges verticales par galet

4.5.1 Coefficient d'amplification dynamique ϕ_i

1. $\underline{\phi_1}$:
   — Il s'applique à Q_{c1} et à Q_{c2}.
   — Il est du à la vibration du pont roulant suite au soulèvement de la charge.

   Dans notre étude nous considérerons sa valeur la plus défavorable .

$$\phi_1 = 1.1$$

2. $\underline{\phi_2}$
   — On l'applique à la charge nominale Q_h.
   — Elle prend en considération le transfert de la charge du sol au pont roulant lors de la manutention.

   La classe de levage de l'appareil est **HC3** car l'hangar servira comme atelier de maintenance mécanique (Whorkshop cranes). [2]

   Et sa sensibilité à la fatigue est **S3**.

   d'où $\beta_2 = 0.51$ et $\phi_{2,min} = 1.15$

$$\phi_2 = \phi_{2,min} + \beta_2.v_h$$

où $v_h = \frac{0.8}{5} metre/minutes$ (consulter la fiche technique du pont roulant (figure (4.3))).

Ansi

$$\phi_2 = 1.23$$

2. voir EN1991-3 Annexe B, page 46

3. $\underline{\phi_3}$
   — Notre system de levage n'est ni équipé d'un grappins ni d'aimants donc

$$\phi_3 = 1$$

4. $\underline{\phi_4}$
   — Ce coefficient s'applique à Q_{c1}, Q_{c2} et à Q_h
   — Dans notre cas on suppose que l'excentricité du chargement vertical ne dépasse pas le quart de la largeur du rail [3], donc :

$$\phi_4 = 1$$

   — $\underline{\phi_5}$
   Nous avons un system avec une variation légère des forces d'entrainement [4] K, donc

$$\phi_5 = 1.5$$

4.5.2 Détermination des charges verticales à vide(sans charge nominale) par galet

Selon le groupe de cas de charge considéré, nous appliquerons les coefficients d'amplification dynamique. L'eurocode [5] propose le tableau suivant :

3. EN1991-3 :2006 page22 table 2.4
4. EN1991-3 :2006 page 25 table 2.6
5. EN1991-3 :2006 page 16 table 2.2

		Symbol	Section	Groups of loads									
				Ultimate Limit State							Test load	Acci-dental	
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Self-weight of crane	Q_c	2.6	φ_1	φ_1	1	φ_4	φ_4	φ_4	1	φ_1	1	1
2	Hoist load	Q_h	2.6	φ_2	φ_3	-	φ_4	φ_4	φ_4	$\eta^{1)}$	-	1	1
3	Acceleration of crane bridge	H_L, H_T	2.7	φ_5	φ_5	φ_5	φ_5	-	-	-	φ_5	-	-
4	Skewing of crane bridge	H_S	2.7	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-
5	Acceleration or braking of crab or hoist block	H_{T3}	2.7	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-
6	In-service wind	F_W^*	Annex A	1	1	1	1	1	-	-	1	-	-
7	Test load	Q_T	2.10	-	-	-	-	-	-	-	φ_6	-	-
8	Buffer force	H_B	2.11	-	-	-	-	-	-	-	-	φ_7	-
9	Tilting force	H_{TA}	2.11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

NOTE: For out of service wind, see Annex A.

[1] η is the proportion of the hoist load that remains when the payload is removed, but is not included in the self-weight of the crane.

TABLE 4.1 – Groupes de cas de charges et coefficients dynamiques associés.

1. **Groupe de cas de charge (1)et(2)**

   Nous appliquerons à Q_{c1} et à Q_{c2} le coefficient $\phi_1 = 1.1$

$$\begin{aligned} Q_{c1,k} &= \phi_1 . Q_{c1} \\ &= 1.1 \times 163 \\ Q_{c1,k} &\simeq 180KN \end{aligned}$$

   De même

$$\begin{aligned} Q_{c2,k} &= \phi_1 . Q_{c2} \\ &= 1.1 \times 5 \\ Q_{c2,k} &\simeq 6KN \end{aligned}$$

   Donc

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r(min)} &= \frac{1}{2} Q_{c1k} + \frac{l - e_{min}}{l} \times Q_{c2,k} \\ &= \frac{1}{2} \times 180 + \frac{30 - 0.76}{30} \times 6 \\ \Sigma Q_{r(min)} &\simeq 96KN \end{aligned}$$

   $Q_{r(min)} = \frac{\Sigma Q_{r(min)}}{2}$

   D'où $\boxed{Q_{r(min)} = 48KN}$

   Et

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r,min} &= \frac{1}{2} Q_{c1k} + \frac{e_{min}}{l} \times Q_{c2,k} \\ &= \frac{1}{2} \times 180 + \frac{0.76}{30} \times 6 \\ \Sigma Q_{r,min} &\simeq 90KN \end{aligned}$$

   $Q_{r,min} = \frac{\Sigma Q_{r,min}}{2}$

   D'où $\boxed{Q_{r,min} = 45KN}$

2. **Groupe de cas de charge (3),(4),(5) et (6)**

   Nous appliquerons à Q_{c1} et à Q_{c2} le coefficient $\phi_4 = 1$

$$\begin{aligned} Q_{c1,k} &= \phi_4 . Q_{c1} \\ &= 1 \times 163 \\ Q_{c1,k} &\simeq 163KN \end{aligned}$$

De même

$$\begin{aligned} Q_{c2,k} &= \phi_4 . Q_{c2} \\ &= 1 \times 5 \\ Q_{c5,k} &\simeq 5KN \end{aligned}$$

Donc

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r(min)} &= \frac{1}{2} Q_{c1k} + \frac{l - e_{min}}{l} \times Q_{c2,k} \\ &= \frac{1}{2} \times 163 + \frac{30 - 0.76}{30} \times 5 \\ \Sigma Q_{r(min)} &\simeq 87KN \end{aligned}$$

$Q_{r(min)} = \frac{\Sigma Q_{r(min)}}{2}$
D'où $\boxed{Q_{r(min)} = 43.5KN}$
Et

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r,min} &= \frac{1}{2} Q_{c1k} + \frac{e_{min}}{l} \times Q_{c2,k} \\ &= \frac{1}{2} \times 163 + \frac{0.76}{30} \times 5 \\ \Sigma Q_{r,min} &\simeq 82KN \end{aligned}$$

$Q_{r,min} = \frac{\Sigma Q_{r,min}}{2}$
D'où $\boxed{Q_{r,min} = 41KN}$

4.5.3 Détermination des charges verticales en charge(avec charge nominale) par galet

1. **Groupe de cas de charge (1)**

   Nous appliquerons à Q_{c1} et à Q_{c2} le coefficient $\phi_1 = 1.1$. Et nous appliquerons à Q_h le coefficient $\phi_2 = 1.2$

$$\begin{aligned} Q_{c1,k} &= \phi_1 . Q_{c1} \\ &= 1.1 \times 163 \\ Q_{c1,k} &\simeq 180KN \end{aligned}$$

De même

$$\begin{aligned} Q_{c2,k} &= \phi_1 . Q_{c2} \\ &= 1.1 \times 5 \\ Q_{c1,k} &\simeq 6KN \end{aligned}$$

De même

$$\begin{aligned} Q_{h,k} &= \phi_2 . Q_h \\ &= 1.23 \times 100 \\ Q_{h,k} &\simeq 123KN \end{aligned}$$

Donc

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r,max} &= \frac{1}{2} Q_{c1k} + \frac{l - e_{min}}{l} \times (Q_{c2,k} + Q_{h,k}) \\ &= \frac{1}{2} \times 180 + \frac{30 - 0.76}{30} \times (6 + 123) \\ \Sigma Q_{r,max} &\simeq 216KN \end{aligned}$$

$Q_{r,max} = \frac{\Sigma Q_{r,max,}}{2}$
D'où $\boxed{Q_{r,max} = 108KN}$
Et

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r(max)} &= \frac{1}{2} Q_{c1k} + \frac{e_{max}}{l} \times (Q_{c2,k} + Q_{h,k}) \\ &= \frac{1}{2} \times 180 + \frac{0.76}{30} \times (6 + 123) \\ \Sigma Q_{r(max)} &\simeq 94KN \end{aligned}$$

$Q_{r(max)} = \frac{\Sigma Q_{r(max)}}{2}$
D'où $\boxed{Q_{r(max)} = 47KN}$

2. **Groupe de cas de charge (2)**

Nous appliquerons à Q_{c1} et à Q_{c2} le coefficient $\phi_1 = 1.1$. Et nous appliquerons à Q_h le coefficient $\phi_3 = 1.2$

$$\begin{aligned} Q_{c1,k} &= \phi_1 . Q_{c1} \\ &= 1.1 \times 163 \\ Q_{c1,k} &\simeq 180KN \end{aligned}$$

De même

$$\begin{aligned} Q_{c2,k} &= \phi_1 . Q_{c2} \\ &= 1.1 \times 5 \\ Q_{c1,k} &\simeq 6KN \end{aligned}$$

De même

$$\begin{aligned} Q_{h,k} &= \phi_3 . Q_h \\ &= 1 \times 100 \\ Q_{h,k} &= 100KN \end{aligned}$$

Donc

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r,max} &= \frac{1}{2} Q_{c1k} + \frac{l - e_{min}}{l} \times (Q_{c2,k} + Q_{h,k}) \\ &= \frac{1}{2} \times 180 + \frac{30 - 0.76}{30} \times (6 + 100) \\ \Sigma Q_{r,max} &\simeq 194KN \end{aligned}$$

$Q_{r,max} = \frac{\Sigma Q_{r,max,}}{2}$
D'où $\boxed{Q_{r,max} = 97}$
Et

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r(max)} &= \frac{1}{2} Q_{c1k} + \frac{e_{max}}{l} \times (Q_{c2,k} + Q_{h,k}) \\ &= \frac{1}{2} \times 180 + \frac{0.76}{30} \times (6 + 100) \\ \Sigma Q_{r(max)} &\simeq 93KN \end{aligned}$$

$Q_{r(max)} = \frac{\Sigma Q_{r(max)}}{2}$
D'où $\boxed{Q_{r(max)} = 47KN}$

3. **Groupe de cas de charge (4),(5) et (6)**

Nous appliquerons à Q_{c1} , Q_{c2} et à Q_h le coefficient $\phi_4 = 1$

$$\begin{aligned} Q_{c1,k} &= \phi_4 . Q_{c1} \\ &= 1 \times 163 \\ Q_{c1,k} &\simeq 163KN \end{aligned}$$

De même

$$\begin{aligned} Q_{c2,k} &= \phi_4 . Q_{c2} \\ &= 1 \times 5 \\ Q_{c2,k} &\simeq 5KN \end{aligned}$$

Donc

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r,max} &= \frac{1}{2} Q_{c1k} + \frac{l - e_{min}}{l} \times (Q_{c2,k} + Q_{h,k}) \\ &= \frac{1}{2} \times 163 + \frac{30 - 0.76}{30} \times (5 + 100) \\ \Sigma Q_{r,max} &\simeq 184KN \end{aligned}$$

$Q_{r,max} = \frac{\Sigma Q_{r,max}}{2}$
D'où $\boxed{Q_{r,max} = 92KN}$
Et

$$\begin{aligned} \Sigma Q_{r(max)} &= \frac{1}{2} Q_{c1k} + \frac{e_{min}}{l} \times (Q_{c2,k} + Q_{h,k}) \\ &= \frac{1}{2} \times 163 + \frac{0.76}{30} \times (5 + 100) \\ \Sigma Q_{r(max)} &\simeq 84KN \end{aligned}$$

$Q_{r(max)} = \frac{\Sigma Q_{r(max)}}{2}$
D'où $\boxed{Q_{r(max)} = 42KN}$

4.6 Détermination des charges horizontales

4.6.1 Charges horizontales causées par les accélérations et les décélérations du pont roulant

Dans cette partie nous aurons à déterminer les paramètres suivants :
— La force d'entrainement **K** (Drive Force **K**).
— Les forces horizontales longitudinales $H_{L,1}$ **et** $H_{L,2}$.
— Les forces horizontales transversales $H_{T,1}$ **et** $H_{T,2}$.

1. **La force d'entrainement K** [6]

Les accélérations et les décélérations du pont roulant sont causées par une force d'entrainement qui s'applique au niveau des galets (moteur relié aux galets). leur résultante est une force K qui s'applique au centre de gravité du system. Néanmoins, comme le chariot est libre de se déplacer transversalement, le centre de gravité et le centre de masse du system ne coïncident pas . D'où l'excentrement de K par rapport au centre de masse du system(poutre principale _ sommier_ chariot_ charge à soulever). Et par conséquent il y a naissance d'un moment parasite. afin de rééquilibrer et de stabiliser le system un couple s'applique au niveau des galets d'un même rail.(figure 4.7) De même des forces longitudinales se développent au niveau de la surface de contact entre le galet(qui exerce la force d'entrainement) et le rail.

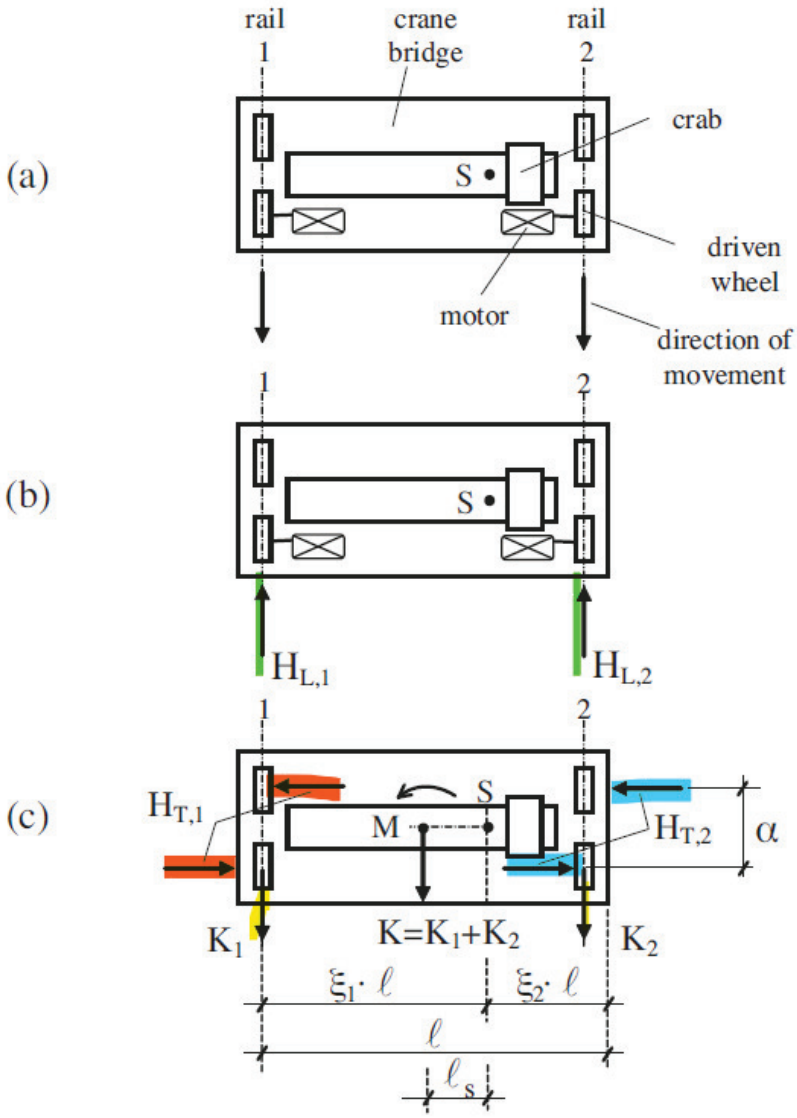


FIGURE 4.7 – Illustration des efforts du aux accélérations/décélérations du pont roulant.

Nous avons

$$K = K_1 + K_2 = \mu.\Sigma Q^*_{r,min}$$

avec le parametre de frottement $\mu = 0.2$ pour un contact acier _ acier.

6. Design of Steel Structures to Eurocodes page 272 paragraphe 6.6.2.3.

mais $\Sigma Q^*_{r,min} = m_w.Q_{r,min}$

$m_w = 2$, c'est le nombre de system d'entrainement à un galet. [7]

$\Sigma Q_{r,min} = \frac{1}{2}.Q_{c1} + \frac{e_{min}}{l}Q_{c2} = \frac{1}{2}.163 + \frac{0.76}{30} \times 5 = 82KN$

d'ou $Q_{r,min} = \frac{82}{2} = 41KN$

Ainsi

$\Sigma Q^*_{r,min} = 41 \times 2 = 82KN$

$\boxed{K = 0.2 \times 82 = 16.4KN}$

2. **Les forces horizontale longitudinales $H_{L,1}$ et $H_{L,2}$**

$$H_{L,1} = H_{L,2} = \phi_5.K.\frac{1}{n_r}$$

où n_r est le nombre de poutres de roulement.

donc $H_{L,1} = H_{L,2} = 1.5 \times 16.4 \times \frac{1}{2}$

$\boxed{H_{L,1} = H_{L,2} = 12.3KN}$

3. **Les forces horizontales transversales $H_{T,1}$ et $H_{T,2}$**

$$H_{T,1} = \phi_5.\xi_2.\frac{M}{a}$$

où M est le moment mentionné sur la figure (4.7) et a est l'empattement.

(a) calcul de ξ_1

$\xi_1 = \frac{\Sigma Q_{r,max}}{\Sigma Q_r}$

—

$$\Sigma Q_{r,max} = \frac{1}{2}.Q_{c1} + \frac{l - e_{min}}{l} \times (Q_{c2} + Q_h) = 184KN \tag{4.3}$$

—

$$\Sigma Q_{r(max)} = \frac{1}{2}Q_{c1} + \frac{e_{min}}{l} \times (Q_{c2} + Q_h) = 84KN \tag{4.4}$$

—

$$\Sigma Q_r = \Sigma Q_{r,max} + \Sigma Q_{r(max)} = 268KN \tag{4.5}$$

d'où

$\xi_1 = 0.69$

(b) calcul de ξ_2

$\xi_2 = 1 - \xi_1$

$\xi_2 = 0.31$

(c) calcul de M

$M = K.l_s$

mais $l_s = \xi_1 l - 0.5l$ (voir figure (4.7)

donc $l_s = 5.7m$

et $M = 93.48KN.m$

7. EN 1991-3 (2006) page 26 figure 2.7

Ainsi $H_{T,1} = 1.5 \times 0.31 \times \frac{93.48}{4.6}$

$\boxed{H_{T,1} = 9.5KN}$

De manière analogue :

$$H_{T,2} = \phi_5.\xi_1.\frac{M}{a}$$

$\boxed{H_{T,2} = 21KN}$

4.6.2 Charges horizontales causées par la marche en crabe du pont roulant

Afin de déterminer ces forces $H_{s,i,j,L}$ et $H_{s,i,j,T}$, il est nécessaire des déterminer les paramètres suivants :

— L'angle α (skewing angle).
— Le paramètre f (Non-positive factor).
— Les paramétres $\lambda s, i, j, k$ (Force factors)

1. **L'angle α (Skewing Angle) :**

$$\alpha = \alpha_F + \alpha_V + \alpha_0 \leq 0.015rad$$

Pour cette valeur de α (voir la figure (4.8)), nous nous proposons de prendre en considération sa valeur la plus défavorable [8].

$$\alpha = 0.015$$

2. **Le paramètre f (Non-positive factor) :**

$f = 0.3(1 - e^{-250\alpha})$

$\boxed{f = 0.3}$

3. **Les paramétres $\lambda s, i, j, k$ (Force factors) :**

Afin de déterminer ces paramètres il est nécessaire de déterminer les paramètres suivants :

(a) **e_i : distance entre system de guidage et paire de galets**

Dans notre cas nous avons des galets à double boudin (wheel flange) comme indiqué sur la figure (4.9)

Donc $e_1 = 0m$ et $e_2 = R = 4.6m$

(b) **Combinaison des paires de galets**

Dans les cas courant et dans notre cas en particulier, les deux galets (de la même paire) ont leur propre axe de rotation (ils sont indépendants l'un de l'autre) comme l'illustre la figure (4.10)

Donc

— notre combinaison de paires de galets est une **IFF** (Independant-Fixed-Fixed).
— **m = 0** car les deux galets de la même sont indépendants l'un de l'autre.

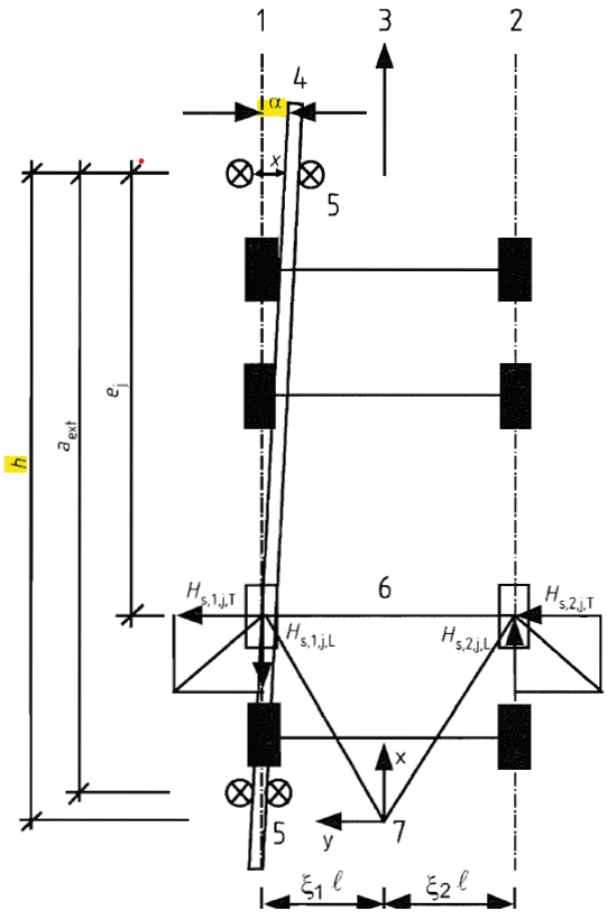
(c) **Distance h**

La distance h, représenté sur la figure (4.8) est donnée par (comme indiqué sur la figure (4.10))

$$h = \frac{m\xi_1\xi_2 l^2 + \Sigma e_j^2}{\Sigma e_j} = \frac{\Sigma e_j^2}{\Sigma e_j} = 4.6m$$

8. EN 1991-3 :2006 (E) page 27

EN 1991-3:2006 (E)



Key

1 Rail i = 1
2 Rail i = 2
3 Direction of motion
4 Direction of rail
5 Guidance means
6 Wheel pair j
7 Instantaneous centre of rotation

— Definition of angle α and the distance h

FIGURE 4.8 – Paramètres et caractéristiques relatifs à la marche en crabe.

car m=0

$$h = 4.6m$$

(a) détermination de $\lambda_{s,j}$

$$\lambda_{s,j} = 1 - \frac{\Sigma e_j}{n.h}$$

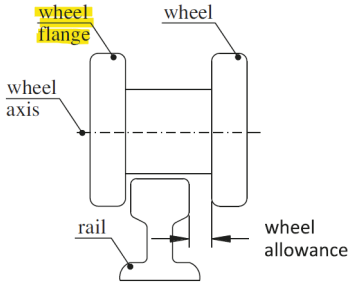
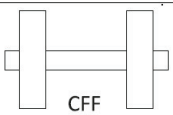
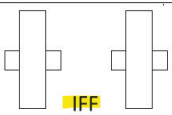
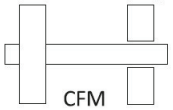
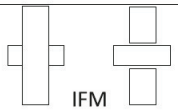


FIGURE 4.9 – tolérance relative à l'excentrement du chargement vertical.

Fixing of wheels according to lateral movements	Combination of wheel pairs		h
	coupled (c)	independent (i)	
Fixed/Fixed FF	 CFF	 IFF	$\frac{m\xi_1\xi_2 l^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j}$
Fixed/Moveable FM	 CFM	 IFM	$\frac{m\xi_1 l^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j}$

Where:
n is the number of wheel pairs;
$\xi_1 l$ is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 1;
$\xi_2 l$ is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 2;
l is the span of the appliance;
e_j is the distance of the wheel pair j from the relevant guidance means;
h is the distance between the instantaneous centre of rotation and the relevant guidance means;
m is the number of pairs of coupled wheels ($m = 0$ for independent wheel pairs).

FIGURE 4.10 – Les différents système de fixation des galets à l'axe de rotation.

où n est le nombre de paires de galets.

donc

$$\lambda_{s,j} = 1 - \frac{0 + 4.6}{2 \times 4.6} = 0.5 \text{ pour } \forall j \in \{1, 2\}$$

$$\boxed{\lambda_{s,j} = 0.5}$$

(b) détermination $\lambda_{s,1,j,L}$ et $\lambda_{s,2,j,L}$

comme indiqué sur la figure (4.2)

$$\boxed{\lambda_{s,1,j,L} = \lambda_{s,2,j,L} = 0}$$

(c) Détermination de $\lambda_{s,1,j,T}$

i. pour j=1 (paire de galets avant)

$$\lambda_{s,1,1,T} = \frac{\xi_2}{n}(1 - \frac{e_1}{h})$$

$$\boxed{\lambda_{s,1,1,T} = 0.155}$$

ii. pour j=2 (paire de galets arrière)

$$\lambda_{s,1,2,T} = \frac{\xi_2}{n}(1 - \frac{e_2}{h})$$

Table 6.3. Definition of $\lambda_{s,i,j,k}$ values (EN 1991-3)

System	$\lambda_{S,j}$	$\lambda_{S,1,j,L}$	$\lambda_{S,1,j,T}$	$\lambda_{S,2,j,L}$	$\lambda_{S,2,j,T}$
CFF	$1-\frac{\Sigma e_j}{nh}$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n}\frac{l}{h}$	$\frac{\xi_2}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n}\frac{l}{h}$	$\frac{\xi_1}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$
IFF		0	$\frac{\xi_2}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$	0	$\frac{\xi_1}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$
CFM	$\xi_2\left(1-\frac{\Sigma e_j}{nh}\right)$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n}\frac{l}{h}$	$\frac{\xi_2}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1\xi_2}{n}\frac{l}{h}$	0
IFM		0	$\frac{\xi_2}{n}\left(1-\frac{e_j}{h}\right)$	0	0

Where:
n is the number of wheel pairs;
$\xi_1 l$ is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 1;
$\xi_2 l$ is the distance of the instantaneous centre of rotation from rail 2;
l is the span of the appliance;
e_j is the distance of the wheel pair j from the relevant guidance means;
h is the distance between the instantaneous centre of rotation and the relevant guidance means;
m is the number of pairs of coupled wheels ($m = 0$ for independent wheel pairs).

TABLE 4.2 – Tableau des paramètres lambda selon le system de fixation des galets

$$\boxed{\lambda_{s,1,2,T} = 0}$$

(d) Détermination de $\lambda_{s,2,j,T}$

i. pour j=1 (paire de galets avant)

$$\lambda_{s,2,1,T} = \frac{\xi_1}{n}(1 - \frac{e_1}{h})$$

$$\boxed{\lambda_{s,2,1,T} = 0.345}$$

ii. pour j=2 (paire de galets arrière)

$$\lambda_{s,2,2,T} = \frac{\xi_1}{n}(1 - \frac{e_2}{h})$$

$$\boxed{\lambda_{s,2,2,T} = 0}$$

1. **Détermination des forces horizontales LONGITUDINALES $H_{s,1,L}$ et $H_{s,2,L}$**

   $\boxed{H_{s,1,L} = H_{s,2,L} = 0daN}$ car les paramètres λ sont nuls.

2. **Determination de la force de guidage S :**

$$S = f\lambda_{s,j}\Sigma Q_r$$

mais

$$\Sigma Q_r = \Sigma Q_{r,max} + \Sigma Q_{r(max)}$$

— $\boxed{\Sigma Q_r = 268KN}$

(voir l'équation (4.3), (4.4) et (4.5))

Ainsi $S = 0.3 \times 0.5 \times 268$

$\boxed{S = 40.2KN}$

3. **Détermination des forces transversales $H_{s,i,j,T}$**

$$H_{s,i,j,T} = f\lambda_{s,i,j,T}\Sigma Q_r$$

(a) $H_{s,i,1,T}$ **(j=1, paire de galets avant)**

— **rail gauche i=1**

$$H_{s,1,1,T} = 0.3 \times 0.155 \times 268$$

$$\boxed{H_{s,1,1,T} = 12.462KN}$$

— **rail droit i=2**

$$H_{s,2,1,T} = 0.3 \times 0.345 \times 268$$

$$\boxed{H_{s,2,1,T} = 27.74KN}$$

Donc

$$H_{S,1,T} = S - H_{S,1,1,T} = 40.2 - 12.462$$

$$\boxed{H_{S,1,T} \simeq 28KN}$$

Et

$$H_{S,2,T} = H_{S,2,1,T} \simeq 28KN$$

$$\boxed{H_{S,2,T} \simeq 28KN}$$

(b) $H_{s,i,2,T}$ **(j=2, paire de galets arrière)**

Dans ce cas les paramètres $\lambda_{s,1,2,T}$ et $\lambda_{s,2,2,T}$ sont nuls. Donc

$$\boxed{H_{s,1,2,T} = H_{s,2,2,T} = 0KN}$$

4.6.3 Forces horizontales causées par les accélérations et les décélérations du chariot $H_{T,3}$

L'eurocode [9] recommande de prendre comme valeur de $H_{T,3} = 0.1(Q_{c2} + Q_h)$ (mais cela n'est valable que si les balancements du chargement ne sont pas bloqués.)

$$H_{T,3} = 0.1(5 + 100)$$

$$\boxed{H_{T,3} = 10.5KN}$$

4.7 Tableau récapitulatif des résultats

Pour les vérifications à l'ELU, nous utiliserons les valeurs résumées dans le tableau ci-dessous.

4.8 Prédimensionnement de la poutre de roulement (Vérifications à l'ELS)

Remarques importantes

— Avant de procéder à la vérification de la flèche il est nécessaire de faire la vérifier si l'empattement a est supérieur ou inférieur à $0.65l$. Où l est la portée de la PDR (poutre de roulement).

9. EC1- P 3 :2.11.2 page 32

Groupes de cas de charges			1	2	3	4	5	6
Coefficient d'amplification dynamique			$\varphi_1 = 1{,}10$ $\varphi_2 = 1{,}23$ $\varphi_5 = 1{,}50$	$\varphi_1 = 1{,}10$ $\varphi_3 = 1{,}00$ $\varphi_5 = 1{,}50$	$\varphi_1 = 1{,}00$ $\varphi_5 = 1{,}50$	$\varphi_4 = 1{,}00$ $\varphi_5 = 1{,}50$	$\varphi_4 = 1{,}00$	$\varphi_4 = 1{,}00$
Charges verticales	poids propre du pont roulant (à vide)	$Q_{r,(min)}$	48 kN	48 kN	43.5 kN	43.5 kN	43.5 kN	43.5 kN
		$Q_{r,min}$	45 kN	45 kN	41 kN	41kN	41 kN	41 kN
	poids propre du pont roulant (en charge)	$Q_{r,(max)}$	47 kN	47 kN	-	42 kN	42 kN	42 kN
		$Q_{r,max}$	108 kN	97 kN	-	92 kN	92 kN	92 kN
Charges Horizontales	Acceleration du pont roulant	$H_{L,1}$	12.3 kN	12.3 kN	12.3 kN	12.3 kN	-	-
		$H_{L,2}$	12.3 kN	12.3 kN	12.3 kN	12.3 kN	-	-
		$H_{T,1}$	9.5 kN	9.5 kN	9.5 kN	9.5 kN	-	-
		$H_{T,2}$	21 kN	21 kN	21 kN	21 kN	-	-
	Marche en crabe	$H_{S1,L}$	-	-	-	-	0	-
		$H_{S2,L}$	-	-	-	-	0	-
		$H_{S1,T}$	-	-	-	-	28 kN	-
		$H_{S2,T}$	-	-	-	-	28 kN	-
	Acceleration du chariot	$H_{T,3}$	-	-	-	-	-	10.5 kN

TABLE 4.3 – tableau des résultats

Nous avons

$$a = 4.6m > 0.65l = 3.9$$

Par conséquent la flèche maximale (dans le cas d'une poutre biarticulée soumise un system de deux charges ponctuelle égales) est obtenue lorsque le premier chargement (premier galet) atteint la mi travée. [10]

— L'Eurocode [11] recommande de vérifier la flèche **verticale sans prendre en considération les coefficients d'amplification dynamique** . Et pour la flèche horizontale, il est nécessaire de prendre en considération ces coefficients dynamiques.

4.8.1 Flèche verticale

La flèche recommandée par les Eurocodes [12] est $\min(l/600, 25mm)$. Néanmoins nous préférons utiliser la flèche admissible proposée par le constructeur (figure (4.4)).

donc $\boxed{f_{adm} = \frac{6000}{750} = 8mm}$

Pré dimensionnement de la poutre de roulement Nous appliquerons au niveau de la semelle supérieure de la PDR une charge concentrée(voir Table (4.3))

$$Q_{r,max} = 92kN/galet$$

10. Design of steel structures to Eurocodes _ page 283 _ paragraphe 6.6.4 (serviceability limit states).
11. EN 1993-6 :2007 (E) page 27_ paragraphe 7.3 limits for deformations and displacements _ clause (1)
12. EN 1993-6 :2007 (E) page 29

.

Déterminons l'inertie minimale de la section qui vérifiera $f_{Q_{r,max}} < f_{adm}$

$$\begin{aligned} f_{Q_{r,max}} &< f_{adm} \\ \frac{Q_{r,max} \times l^3}{48 \times E \times I_{min}} &< f_{adm} \\ I_{min} &> \frac{Q_{r,max} \times l^3}{f_{adm} \times 48 \times E} \end{aligned}$$

d'où $\boxed{I_{min} \geq 247 \times 10^6 mm^4}$

$$I_{min} = 247 \times 10^6 mm^4 \tag{4.6}$$

Le profilé adéquat est donc **HEA 340** d'inertie $I_y = 276.9 \times 10^6 mm^4$

Vérification du Pré dimensionnement sous chargement vertical

Determination de $Q_{V_{ser}}$

— **Poids du rail** : Nous proposons d'utiliser un rail A55, ses caractéristiques sont présentées dans la figure (4.11).

Donc

$$G_{rail} = 0.318 kN/m$$

— **Poids du profilé de la poutre de roulement** :

$$G_{HEA340} = 1.05 kN/m$$

— **Charges ponctuelles verticales** :

Au niveau de chaque galet, nous appliquerons un chargement ponctuel $Q_{r,max}$ (cette charge ponctuel ne prend pas en compte les coefficients d'amplification dynamique).

$$Q_{r,max} = 92 kN/galet$$

Comme $a = 4.6m > 0.65l = 3.9$ alors la flèche verticale maximale est obtenue à mi travée :

Apres avoir procéder au calcul de cette flèche sous le logiciel Robot Structural , nous avons obtenu les résultats comme indiqué sur la figure (figure 4.12).

donc

$$f_{V_{ser}} = 7.12mm < f_{adm} = 8mm$$

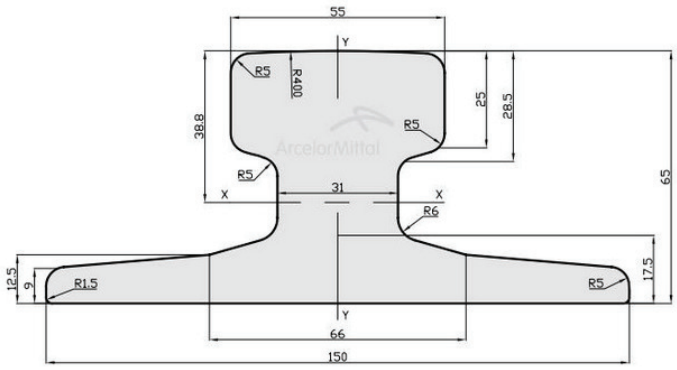
La flèche verticale est ainsi vérifiée.

4.8.2 Flèche horizontale

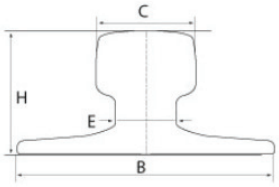
Les textes réglementaires [13] recommandent de vérifier la flèche horizontale au niveau de **la semelle supérieure** .

13. EN 1993-6 :2007 (E)_ page 28_ table 7.1

Profile A55 rail:



Dimensions:



Profile	Standard	Dimensions mm				Section S	Mass m
		H	B	C	E	cm²	kg/m
A55	DIN 536	65	150	55	31	40,50	31,80

FIGURE 4.11 – Caractéristiques du rail A55.

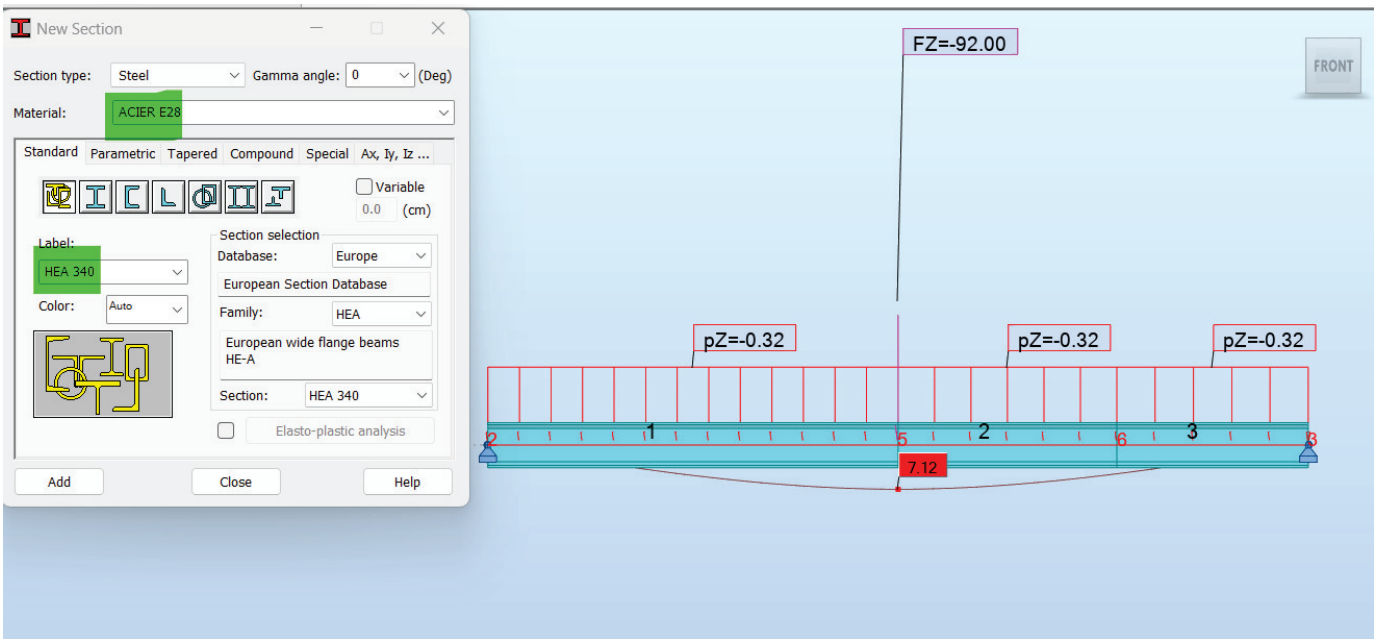


FIGURE 4.12 – flèche maximale à mi-travée.

Chargement horizontale :

Nous appliquerons au niveau de la semelle supérieure de la PDR une charge concentrée $H_{s,1,T} = 28kN$. (voir Table (4.3)).

Ainsi pour une poutre biarticulée, la flèche de service est donnée par :

$$f_{H_{ser}} = \frac{H_{s,1,T} \times l^3}{48 \times E \times I_f}$$

où I_f est le moment d'inertie de la semelle supérieure.

$$I_f = \frac{t_f b^3}{12} = \frac{16.5 \times 300^3}{12} = 37.12 \times 10^6 mm^4$$

d'où

$$f_{H_{ser}} = 17mm >> f_{adm} = 8mm$$

La flèche horizontale est loin d'être vérifiée. Néanmoins Par souci d'économie, Nous n'allons pas augmenter l'inertie du profilé. **Nous augmenterons la rigidité à la flexion horizontale de la semelle supérieure.**

Nous réaliserons cela en soudant des cornières à ailes égales de part et d'autre de la semelle. (figure 4.13)

Déterminons l'inertie minimale de la section qui vérifiera $f_{H_{ser}} < f_{adm}$

$$f_{H_{ser}} < f_{adm}$$
$$\frac{H_{s,1,T} \times l^3}{48 \times E \times I_{min}} < f_{adm}$$
$$I_{min} > \frac{H_{s,1,T} \times l^3}{f_{adm} \times 48 \times E}$$

d'où $\boxed{I_{min} \geq 75 \times 10^6 mm^4}$

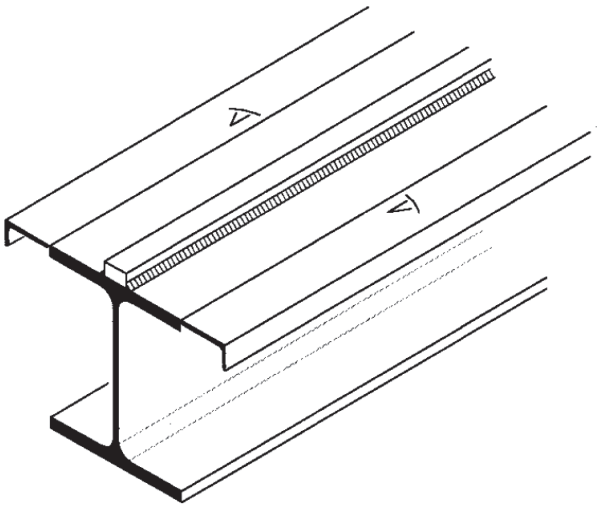


FIGURE 4.13 – Renforcement de la résistance à la flexion horizontale de la semelle supérieure.

Après quelque itération pour déterminer la section de cornières adéquat, nous avons décidé d'opter pour une **cornier à ailes égales CAE**$80 \times 80 \times 10$ (figure (4.14))

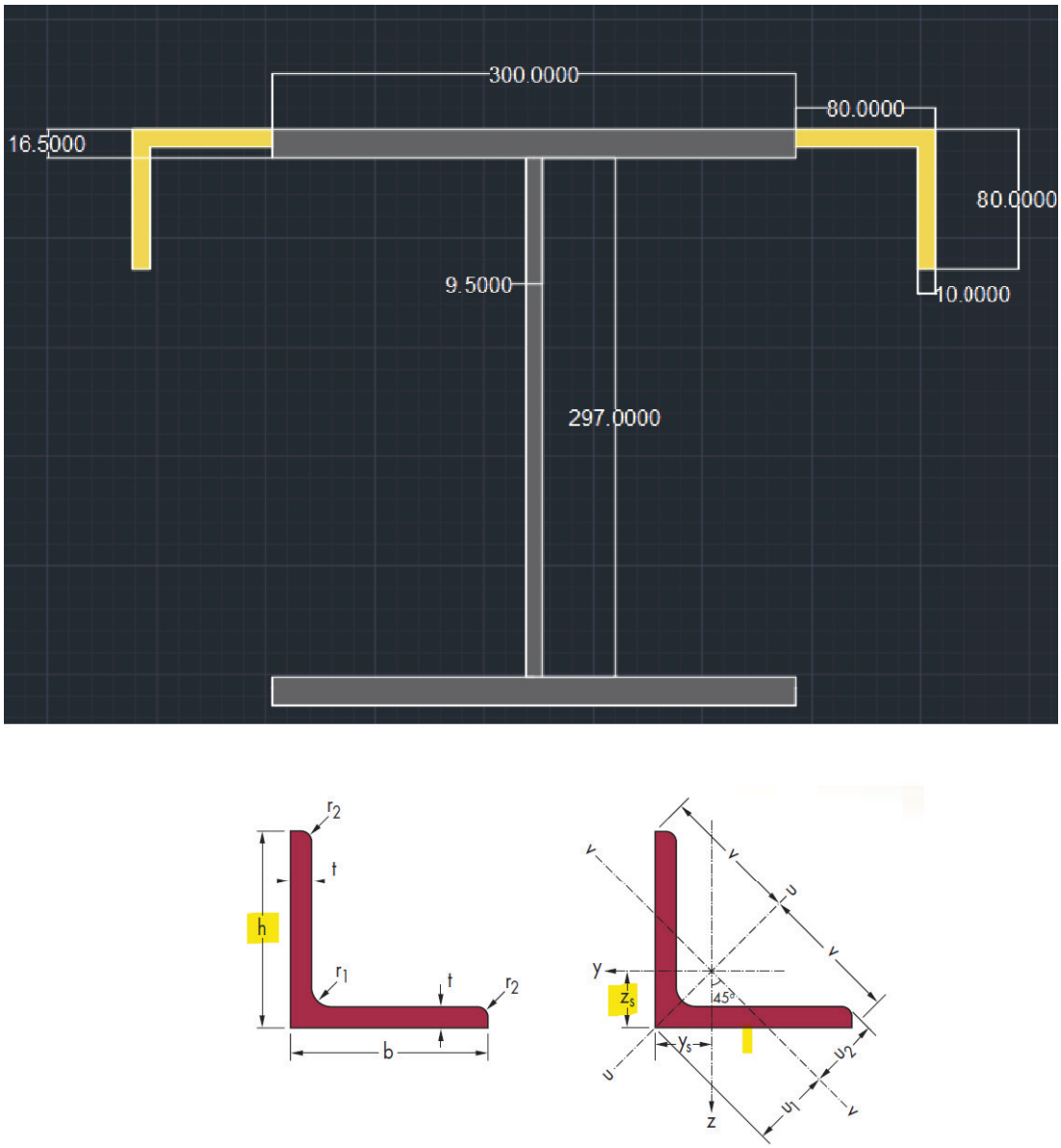


FIGURE 4.14 – Dimensions du profilé renforcé.

Afin de déterminer l'inertie de **semelle supérieure renforcée par ces cornières**, nous avons utilisé le théorème des axes parallèles.

$$I_{tot} = I_{flange/z} + 2I_{CAE/zz}$$

$I_{CAE/zz} = I_{CAE} + aire_{CAE} \times d_G^2$ où d_G est la distance entre zz et le centre de gravité de la corniere

$$d_G = h - z_s + \frac{b}{2}$$

d'où :

$$I_{tot} = \frac{t_f b^3}{12} + 2\left(I_{CAE} + aire_{CAE} \times (h - z_s + \frac{b}{2})^2\right)$$

$t_f(mm)$	$b(mm)$	$I_{CAE}(mm^4)$	$aire(mm^2)$	$h(mm)$	$z_s(mm)$
16.5	300	87.5×10^4	1510	80	23.4

$$I_{tot} = \frac{t_f b^3}{12} + 2\left(I_{CAE} + aire_{CAE} \times (h - z_s + \frac{b}{2})^2\right) \tag{4.7}$$

donc

$$I_{tot} = 168 \times 10^6 mm^4 \tag{4.8}$$

$$f_{H_{ser}} = \frac{H_{s,1,T} \times l^3}{48 \times E \times I_{tot}} = 3.6mm$$

$f_{H_{ser}} = 3.6mm < f_{adm} = 8mm$

La flèche horizontale est ainsi vérifiée.

Remarque :

— **Afin de confirmer les résultats que nous avons obtenue manuellement, nous avons modélisé le profilé renforcé sur le logiciel robot.**

— **les résultats (inertie du profilé, aire totale, flèche horizontale...)obtenus sont presque similaires.**

— **La figure (4.15) illustre les résultats obtenus.**

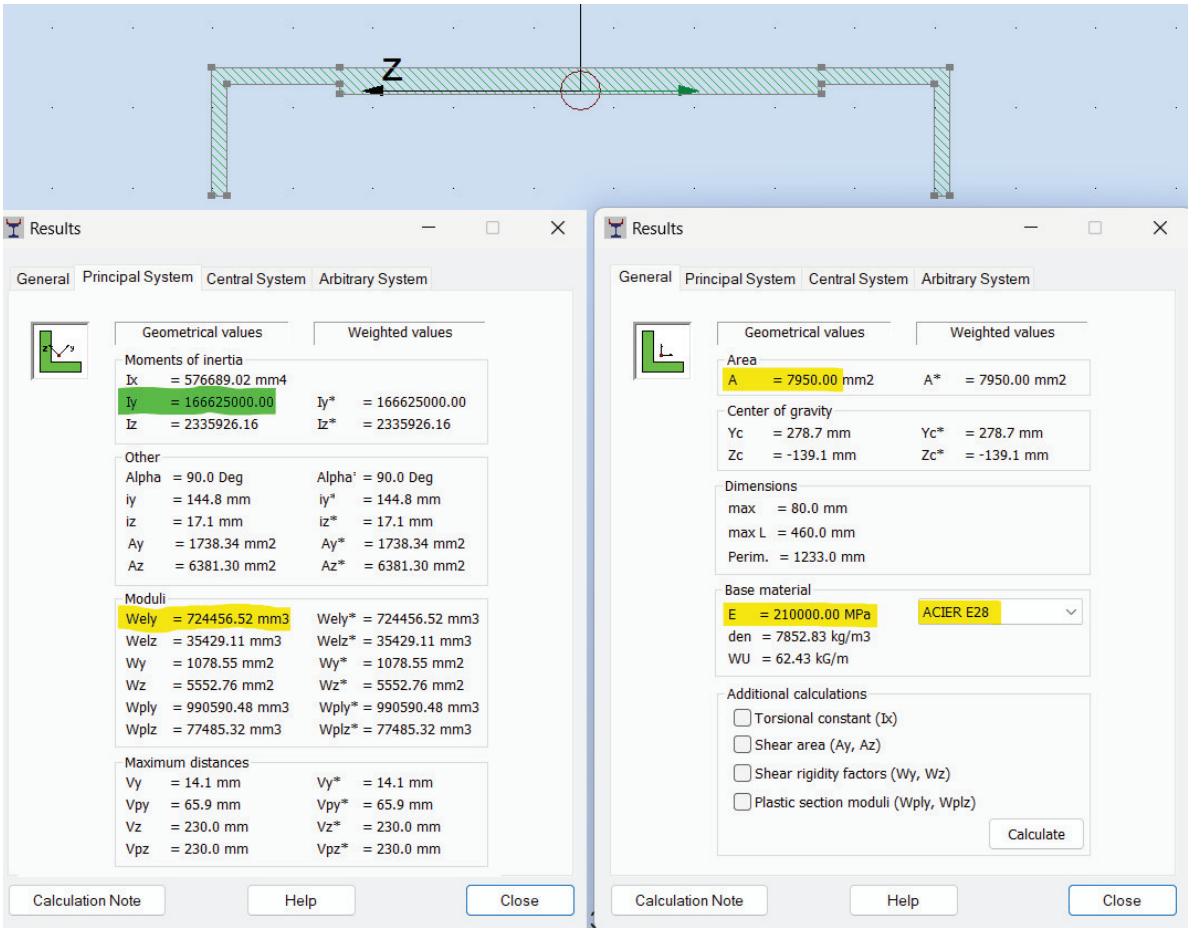


FIGURE 4.15 – Dimensions et caractéristiques géométriques de la semelle supérieure d'un HEA340 renforcé.

4.9 Vérification à l'ELU

4.9.1 Détermination des efforts internes

Nous avons l'empattement $a = 4.6m > 0.586l = 3.52m$. Ainsi le moment maximal se produit lorsque un galet se trouve à mi-travée.

Moment sollicitant du au poids permanent

$$M_{yEd1} = \frac{G_{Ed} \times l^2}{8} \text{où } G_{Ed} = 1.35(G_{HEA340} + Grail)$$

$$G_{Ed} = 1.35(1.05 + 0.318) = 1.85kN/m$$

donc

$$M_{yEd1} = \frac{1.85 \times 6^2}{8}$$

$$\boxed{M_{yEd1} = 8.33kN.m}$$

Moment sollicitant du au chargement vertical $Q_{r,max}$ (charges d'exploitations)

$$M_{yEd2} = \frac{(1.5 \times Q_{r,max})l}{4}$$

$$M_{yEd2} = \frac{(1.5 \times 108) \times 6}{4}$$

$$\boxed{M_{yEd2} = 243kN.m}$$

Moment sollicitant Total du aux charges VERTICALES à l'ELU

$$M_{yEd} = M_{yEd1} + M_{yEd2}$$

$$\boxed{M_{yEd} = 251kN.m}$$

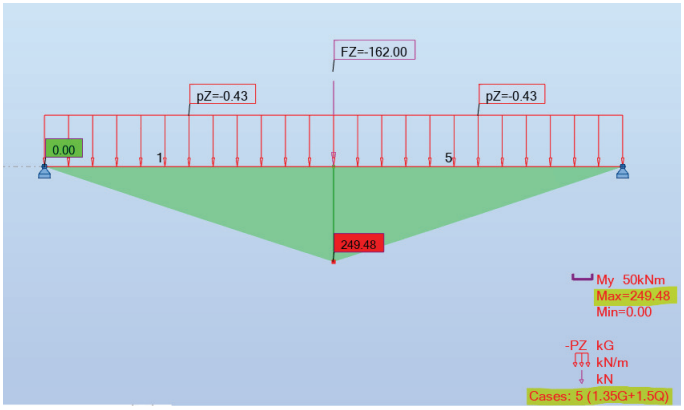


FIGURE 4.16 – Diagramme du moment sollicitant ultime sous chargements verticaux.

Moment sollicitant Total du aux charges HORIZONTALES à l'ELU

$$M_{zEd} = \frac{(1.5 \times H_{s,1,T}) \times l}{4}$$

$$M_{zEd} = \frac{(1.5 \times 28) \times 6}{4}$$

$$\boxed{M_{zEd} = 63kN}$$

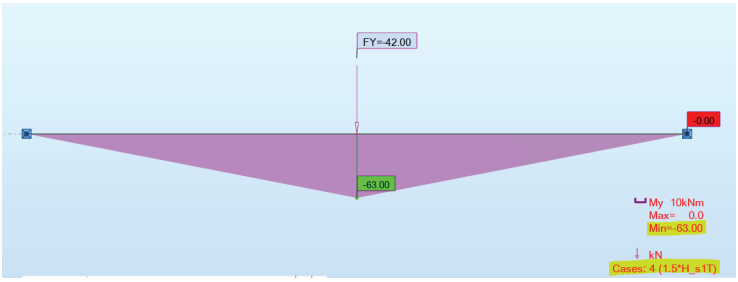


FIGURE 4.17 – Diagramme du moment sollicitant ultime sous chargent ponctuel horizontal.

4.9.2 Critère de vérification de la résistance en section

L'Eurocode [14] recommande d'utiliser la formule approximative de vérification qui nous place dans la sécurité :

$$\frac{N_{Ed}}{A_{tf} \times f_y/\gamma_{M_0}} + \frac{M_{yEd}}{W_{ely} \times f_y/\gamma_{M_0}} + \frac{M_{zEd}}{W_{elz} \times f_y/\gamma_{M_0}} \leq 1 \tag{4.9}$$

$N_{Ed} = (1.5 \times H_{L1}) = 1.5 \times 12.3 = 18.45kN$(voir tableau (4.3))
$M_{yEd} = 250kN.m$
$M_{zEd} = 63kN$
$A_{tf} = b \times t_f = 4950mm^2$ Nous aurions pu utiliser l'aire du profilé composé mais cette aire nous place dans la sécurité.
$W_{ely} = 1.678 \times 10^6 mm^3$
$W_{elz} = 724.456 \times 10^3 mm^3$ c'est le module d'elasticité de la semelle supérieure sur laquelle nous avons soudé une cornière.(voir figure (4.15))
$\gamma_{M_0} = 1.1$

En portant dans le critère (4.9) :

$$(0.015) + (0.60) + (0.35) = 0.96 < 1$$

La résistance en section pour cette sollicitation en flexion déviée composéee est VERIFIEE.

4.9.3 Vérification du déversement

La méthode de vérification au déversement est exactement similaire à celle que nous avons détaillé au **chapitre 5** lorsque nous avons vérifié **la poutre sablière** (palée de stabilité) à la résistance au déversement.

Ainsi par souci d'optimisation nous donnerons des captures des résultats obtenus sous le programme de calcul que nous avons réalisé **(figure 4.18)**.

Le déversement est ainsi vérifié, le ratio de vérification est égal à $0.976 < 1$

4.10 Conclusion

— Pour la poutre de roulement, le profilé retenu est un **HEA340**.
— Nous renforcerons sa semelle supérieure par des cornières à ailes égales CAE80x80x10.
— Nous augmenterons sa rigidité à la torsion en soudant des raidisseur régulièrement espacés perpendiculairement au plan de l'âme.

14. EN 1993-1-1 (2005) (English) : Eurocode 3 : Design of steel structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings - page 46

```
lambda barre reduit y = 0.48 dimensionless

phi_y = 0.6628 dimensionless

Khi_y = 0.893 dimensionless
-----------------------------------------
lambda barre reduit z = 0.9266 dimensionless

phi_z = 1.1073 dimensionless

Khi_z = 0.5836 dimensionless
-----------------------------------------
beta_mqy = 1.4
ky = 1.0027 dimensionless

beta_mqz = 1.4
mu_z = -0.587 dimensionless
kz = 1.0051 dimensionless

---------------
L_deversem =  6.0 meter
C1 =  1.365
lambda lt = 59.3622 dimensionless
lambda barre lt = 0.6839 dimensionless
 alpha lt = 0.21 par defaut pour les laminés à chaud
phi_lt = 0.7846691049999999 dimensionless
Khi_lt = 0.8551 dimensionless

mu_lt = 0.0446 dimensionless
mu_lt= min(0.0446 dimensionless, 0.9) = 0.0446 dimensionless
klt = 0.9996 dimensionless

min(0.9996 dimensionless, 1.5) = 0.9996 dimensionless
---------------
crit1 = Ned / Khi_z*A*fy/gamma1) = 0.00947 dimensionless
crit2 = klt*(Myed.to('KN*mm'))) / (Khi_lt*Wply*fy/gamma1 = 0.63188 dimensionless
crit3 = (kz*(Mzed.to('KN*mm'))) / (Wplz*fy/gamma1)) = 0.33508 dimensionless
critère_deversem = crit11 + crit22 + crit33
 = 0.00947 dimensionless + 0.63188 dimensionless + 0.33508 dimensionless
 = 0.9764299999999999 dimensionless
le DEVERSEMENT EST VERIFIE (critere_dever = 0.9764299999999999 dimensionless <= 1
```

FIGURE 4.18 – Résultat des vérification au déversement faite sous Python

Chapitre 5

Étude des contreventements (horizontal and vertical bracings)

5.1 Introduction

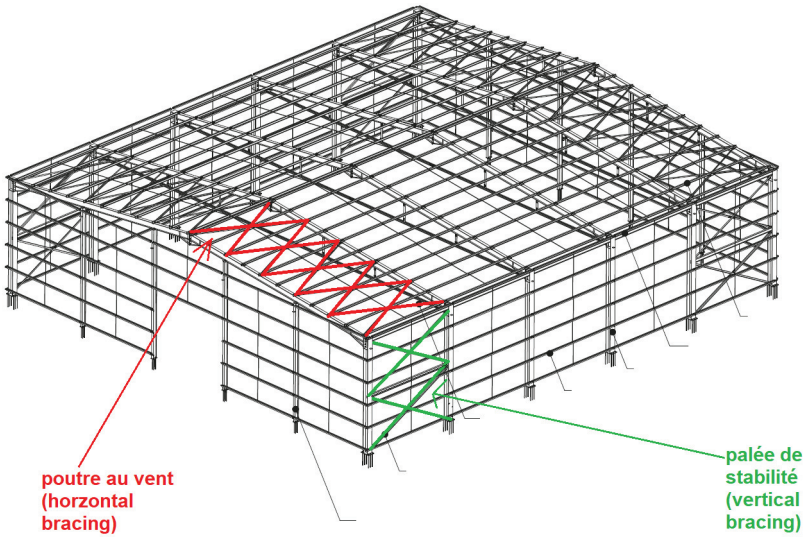


FIGURE 5.1 – les contreventements

Les contreventements (figure 5.1) sont des éléments qui ont pour but d'assurer la stabilité de la structure.

Ils s'opposent aux sollicitations horizontales (vent, accélération et freinage des ponts roulants, séisme...etc).

Ils assurent le cheminements des charges horizontales aux fondations.

_ Lorsque qu'ils sont disposés sur la toiture on les appelle (**poutre au vent**).

_ Lorsque qu'ils sont placés sur les parois verticales on les appelle (**palées de stabilité**).

5.2 Les différents types de contreventements

1. **La poutre au vent**

   On les placent généralement sur les travées de rives (hangars de profondeur inférieure ou égale à 50m).

   Leur rôle principal est **la transmission des efforts horizontaux du pignon aux fondations.**

2. **Palée de stabilité** Leur rôle principal est de reprendre les efforts provenant de la poutre au vent puis de les transmettre aux fondations.

5.3 Efforts du vent sur le pignon

Quand le vent est perpendiculaire au pignon, le cheminement des efforts passe successivement par **le bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la ferme (ou la traverse)**. Néanmoins comme la ferme ou la traverse ne sont pas transversalement rigides , il est nécessaire de les stabiliser en réalisant un dispositif aussi bien dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (la palée de stabilité).

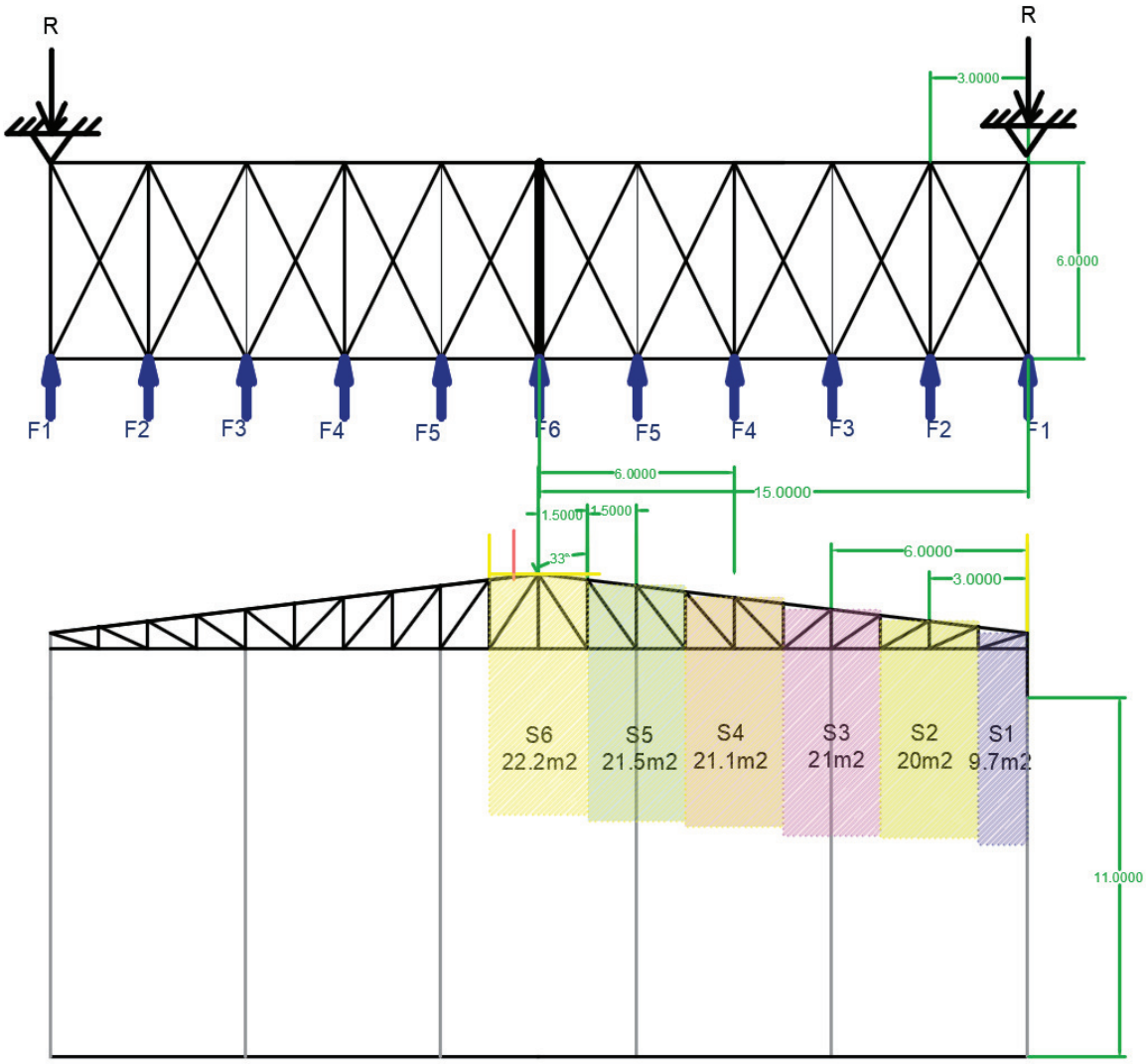


FIGURE 5.2 – surface tributaire

5.4 Calcul de la poutre au vent

5.4.1 Les efforts horizontaux F_i

La poutre au vent est calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis (figure 5.2). Les aires S_i sont les surfaces tributaire offertes au vent(figure 5.2).
où

$$F_1 = S_1 V + \frac{Fe}{20}$$

et

$$F_i = (S_i V) + \frac{Fe}{10} \; \forall i \in \{2, 3, 4, 5, 6\}$$

1. **Détermination de V**

V est La pression total extérieure appliquée sur le pignon au vent et le pignon sous le vent.

$$V = C_d \times (C_{peD} + C_{peE}) \times q_p = 1(0.8 + 0.3)1.5 = 1.65kPa$$

$$\boxed{V = 1.65kPa}$$

C_d est le coefficient dynamique, nous pouvons une valeur unitaire pour les structures de hauteur total inférieure à 15m [1].

2. **Détermination de F_e**

La force d'entrainement F_e est la force de frottement pour la toiture .

$$F_e = F_{fr} = q_p \times C_{fr} \times S_{fr}$$

où

—

$$C_{fr} = 0.04$$

c'est le coefficient de frottement dans le cas d'une tôle nervurée.

—

$$S_{fr} = 54 \times 2 \times \frac{15}{\cos(6.84°)} = 1632m^2$$

c'est l'aire totale de la toiture.

$$F_e = 1.5 \times 0.04 \times 1632 = 97.92kN$$

$\boxed{F_e = 97.92kN}$

Le tableau suivant résume les forces extérieures appliquées aux nœuds de la poutre au vent .

TABLE 5.1 – Les sollicitations Fi

i	1	2	3	4	5	6	Somme
les aires $Si(m^2)$	9.7	20	21	21.1	21.5	22.2	
$V(kPa)$	1.65						
$F_e(kN)$	97.92						
$F_i(kN)$	20.901	42.792	44.442	44.607	45.267	46.422	442.44

La réaction au est donnée par

$$2R = \Sigma F_i = 442.44kN$$

d'où $\boxed{R = 221.22kN}$

5.4.2 Les Efforts dans les diagonales

Le schéma statique est isostatique, il suffit d'appliquer la méthode des sections pour déterminer les efforts dans les barres.

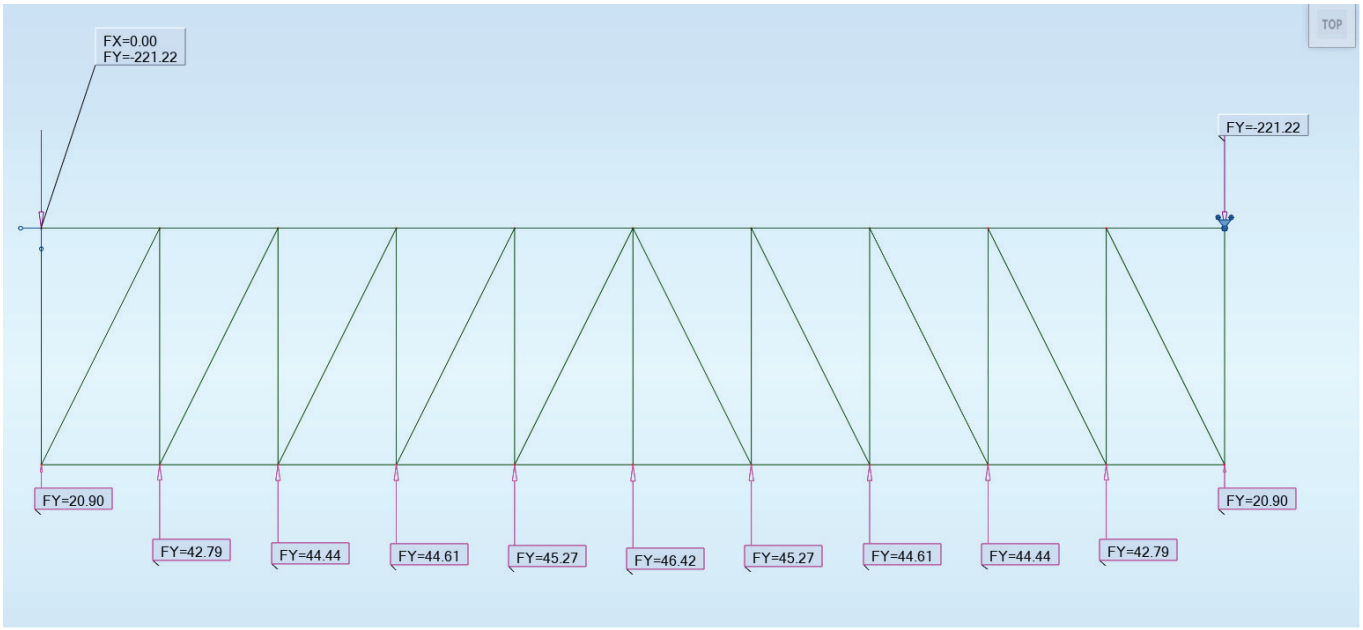
Néanmoins par souci d'optimisation, nous déterminerons ces efforts à l'aide du logiciel Robot Structural.

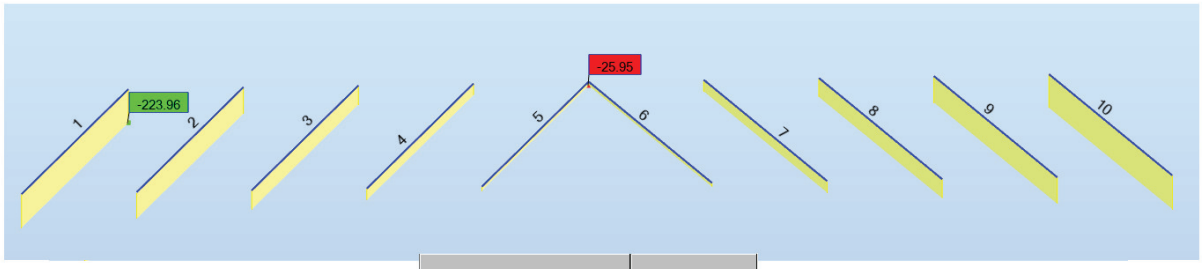
Remarques (figure (5.3))

— Il est important de mentionner que durant l'analyse, nous négligeons les barres comprimées car elles flambent au moindre effort (grand élancement) .

— Les diagonales les plus sollicitées sont les barres 1 et 10.

1. RNV2013 paragraph 3.2 page 62





	FX (kN)
MAX	-25.95
Bar	5
Node	12
Case	2
MIN	-223.96
Bar	1
Node	21
Case	2

FIGURE 5.3 – effort dans les diagonales

— L'effort sollicitant que nous considérerons pour la vérification des diagonales est l'effort de traction $N_k = 224kN$.
— La méthode donne exactement le même résultat

$$N_k = \frac{R - F_1}{cos 26.6^\circ} = 224kN$$

5.5 Section de la diagonale

L'effort sollicitant de calcul est

$$N_{Ed} = 1.5 \times N_k = 1.5 \times 224$$

donc $\boxed{N_{Ed} = 336kN}$

5.5.1 Pré dimensionnement des diagonales

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$$
$$N_{Ed} \leq \frac{A f_y}{\gamma_{M_0}}$$
$$A = \frac{N_{Ed} \times \gamma_{M_0}}{f_y} \text{ où } \gamma_{M_0} = 1.1$$

$\boxed{A \geq 1344mm^2}$

Nous proposons ainsi de considérer la cornière isolée à ailes égales CAE90x90x10 avec boulons $d = 12mm$ **et troues** $d_0 = 13mm$

ainsi pour une CAE90x90x10, nous avons les caractéristiques suivantes :
— $A = A_{brute} = 1710mm^2$
— $A_{net} = A - d_0 \times t = 1580mm^2$

5.5.2 Vérification de la résistance à la traction

Pour une cornière fixée par une seule aile avec trois boulons(figure 5.4), Le critère de vérification des barres tendues est donné par :

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

où

$$N_{t,Rd} = min\left\{N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}\right\} \tag{5.1}$$

—

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M_0}} = 427.5kN$$

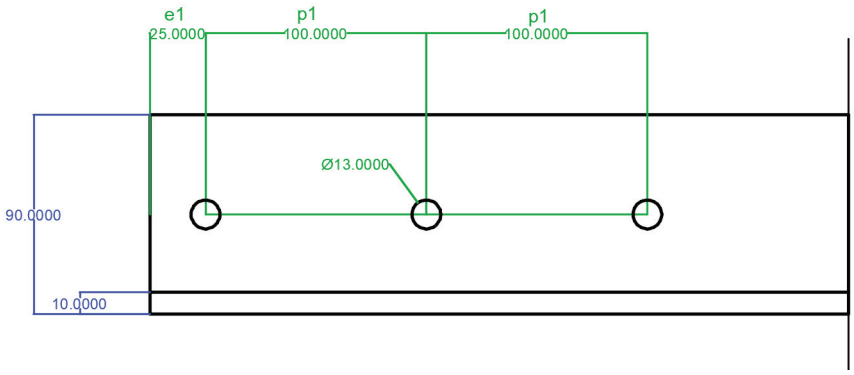


FIGURE 5.4 – cornière 90x910x10

—

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M_2}} \text{ où } f_u = 430MPa \text{ et } \gamma_{M_2} = 1.25$$

$$N_{u,Rd} = 380kN$$

En portant dans l'équation (6.1) :

$$N_{t,Rd} = N_{u,Rd} = 380kN \tag{5.2}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = 0.88 < 1$$

La cornière CAE90x90x10 vérifie La résistance à la traction.

Conclusion

— **Les diagonales seront des cornières CAE 90x90x10**
— **Elles seront fixées par une seule aile à l'aide de trois boulons**.
— Le diamètre du troue $d_0 = 13mm$.
— Le diamètre de la vis $d = 12mm$.
— La pince longitudinale $e1 = e = 25mm$
— L'entraxe $p = 100mm$

5.6 Étude des palées de stabilité(LES DIAGONALES)

Les palées de stabilité ont pour rôle principal de reprendre les efforts horizontaux (vent et actions longitudinales dues au pont roulant) puis de les transmettre aux fondations.

Comme pour le cas de la poutre au vent, nous ne ferons travailler que les diagonales tendues.

5.6.1 Les efforts de traction dans les diagonales

La palée est soumise aux deux charges ponctuelles :

- **R- F1** où
  - R est la réaction calculé précédemment (réaction de la poutre au vent).
  - F1 est la force ponctuelle déterminée précédemment.
- **H _ l1** est la force axiale du aux accélérations et décélération du pont roulant (voir Chapitre pont roulant _ tableau récapitulatif des résultats(tableau 4.3))

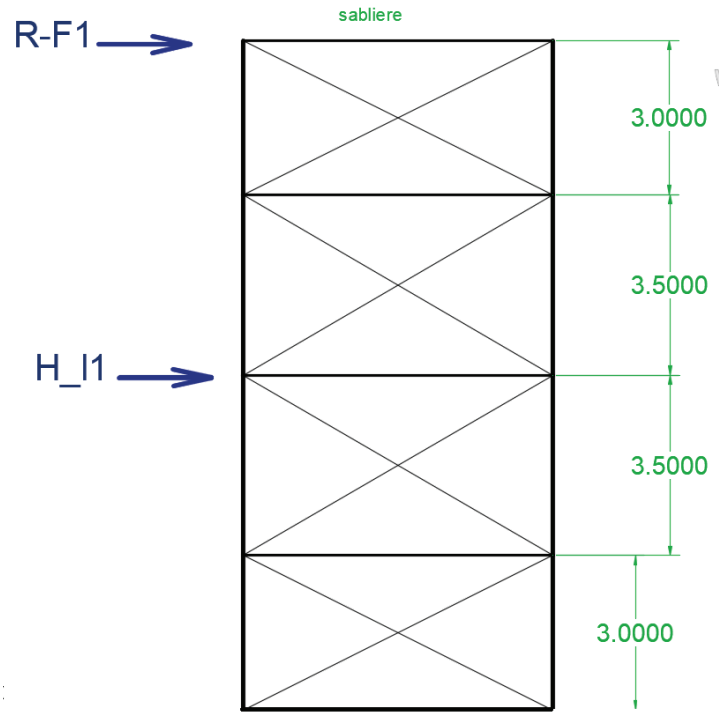
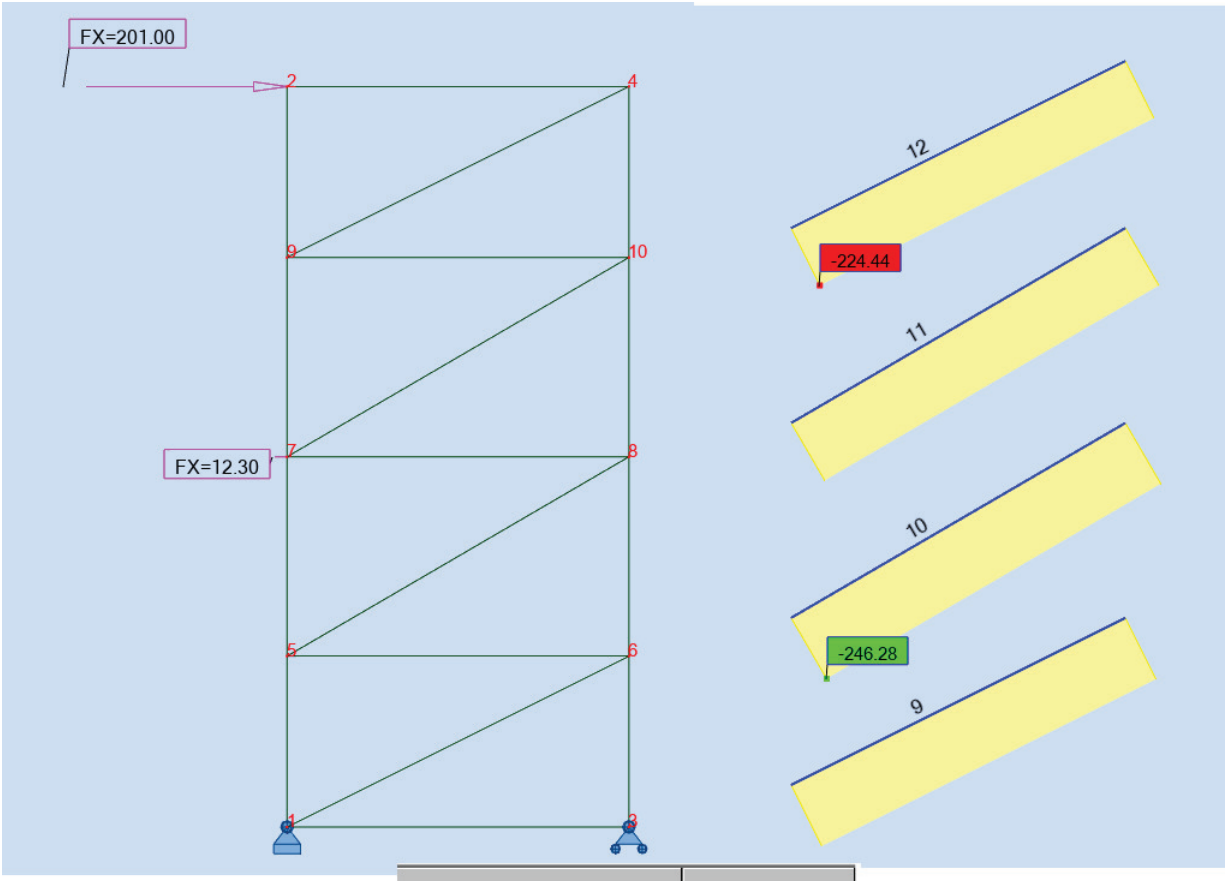


FIGURE 5.5 – palée de stabilité

Après avoir modélisé la palée sur le logiciel de calcul Robot Structural, nous avons obtenu les résultats suivant :



	FX (kN)
MAX	-224.44
Bar	12
Node	9
Case	2
MIN	-246.28
Bar	10
Node	5
Case	2

FIGURE 5.6 – efforts dans les diagonales

Remarques

— Suivant ce sens d'application des sollicitation nous remarquons que toutes les diagonales sont tendues.

— La diagonale la plus sollicitée est la barre 10.

— **L'effort sollicitant caractéristique que l'on considérera pour le dimensionnement est**

$$N_k = 246.28kN$$

5.6.2 Section de la diagonale

L'effort sollicitant de calcul est

$$N_{Ed} = 1.5 \times N_k = 1.5 \times 246.28 = 370kN$$

donc $\boxed{N_{Ed} = 370kN}$

5.6.3 Pré dimensionnement (l'aire minimale d'une section de diagonales.)

D'une manière analogue au pré dimensionnement des diagonales de la poutre au vent nous obtenons :

$\boxed{A \geq 1480mm^2}$

Nous proposons ainsi de considérer la même cornière que tout à l'heure, ie cornière isolée à ailes égales CAE90x90x10 avec boulons $d = 12mm$ et troues $d_0 = 13mm$.

Ainsi l'effort résistant à la traction est donnée dans l'équation (6.2)
d'où

$\boxed{N_{t,Rd} = N_{u,Rd} = 380kN}$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = 0.97 < 1$$

La cornière CAE90x90x10 vérifie La résistance à la traction.

Conclusion

- **Les diagonales seront des cornières CAE 90x90x10**
- **Elles seront fixées par une seule aile à l'aide de trois boulons**.
- Le diamètre du troue $d_0 = 13mm$.
- Le diamètre de la vis $d = 12mm$.
- La pince longitudinale $e1 = e = 25mm$
- L'entraxe $p = 100mm$

5.7 Étude des palées de stabilité(LES SABLIÈRES (Eave Struts))

Les sablières ou communément appelées **poutres de compression**, comme leur nom l'indique travaillent principalement à la compression . Néanmoins elles sont également soumises à leur poids propre, donc elles travaillent à **flexion composée**

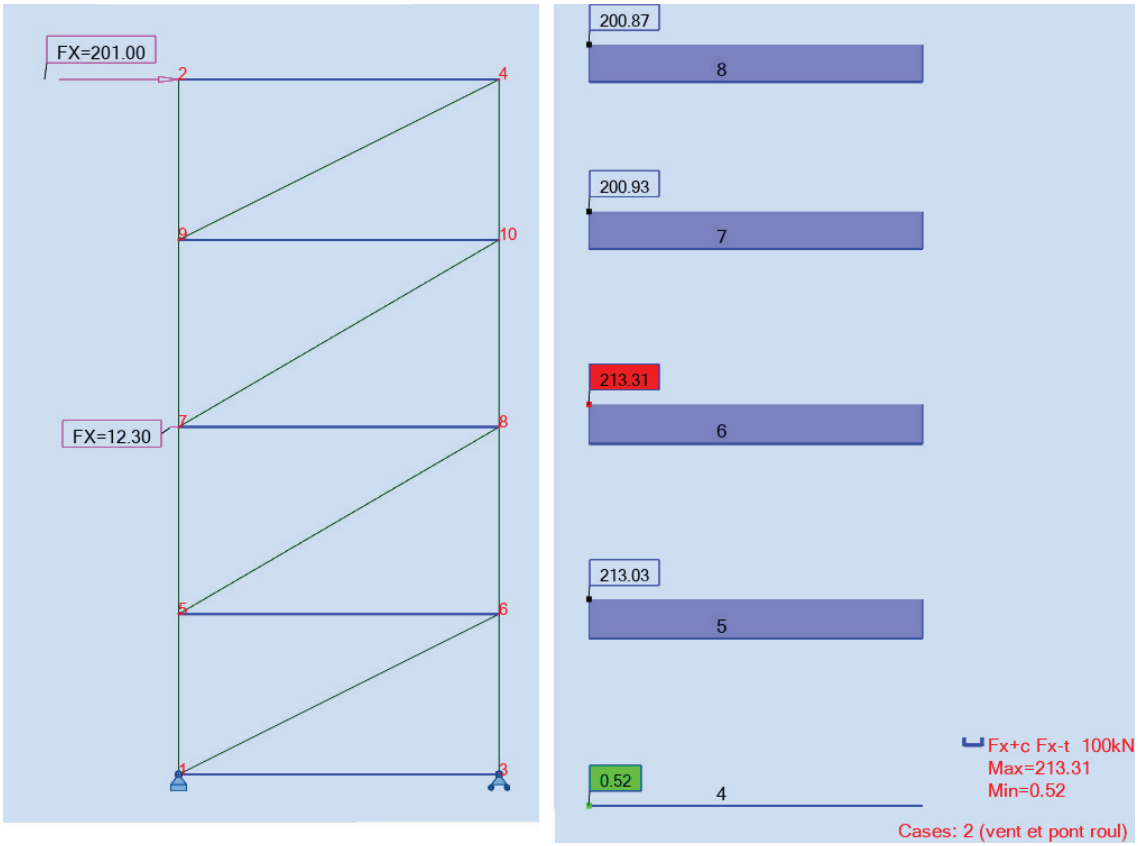


FIGURE 5.7 – efforts dans les sablières

5.7.1 Les efforts dans les sablières

Dans notre étude nous dimensionnerons la sablière la plus sollicité .
Il est important de rappeler que nous avons deux efforts de compression principaux(figure 5.7) :

— **R-F1**
— **H_l1**

5.7.2 Section de la sablière (pré dimensionnement)

Pour le pré dimensionnement nous ferons recours au **critère de la résistance au flambement**. En effet car l'effort de compression est important. Et pour le coefficient minorateur de la résistance (χ_{min}), nous choisirons une valeur arbitraire de :

$$\chi_{min} = 0.5 \text{ et } \beta_A = 1$$

Ainsi :

$$\begin{aligned} N_{Ed} &\leq N_{b,Rd} \\ &\leq \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M_1}} \\ A &\geq \frac{N_{Ed} \times \gamma_{M_1}}{\chi_{min} \times f_y} \\ \text{mais } N_{Ed} &= 1.5 \times 213.3 = 320kN \\ A &\geq 2560mm^2 \end{aligned}$$

Ainsi pour le pré dimensionnement, nous pouvons considérer le profilé **HEA 140**, dont la section est égale à **A = 3140**mm^2

Le profilé HEA 140 est de classe 1 [2]

Vérification de la résistance en section

$$N_{Ed} = 320kN \leq N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = 785kN$$

La résistance en section est vérifiée.

5.7.3 Vérification de la résistance au flambement

Après avoir fait manuellement le calcul des différents paramètres nécessaires à la vérification au flambement, nous avons obtenus les résultats suivant [3]

Remarque

Il est important de remarquer que sous l'effet de l'effort de compression considéré $N_E d$ **, la résistant de l'élément au flambement est considérablement impactée. En effet,** $\chi_{min} = 0.2024$ **donc la résistance au flambement est réduite de 79.76%**

Ainsi

$$\begin{aligned} \chi_{min} &= 0.2024 \\ N_{b,Rd} &= \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M_1}} \\ &= 0.2024 \times 1 \times 3140 \times \frac{275}{1.1} \\ &= 158884N \end{aligned}$$

$$\boxed{N_{b,Rd} = 159kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{320}{159} = 2 > 1$$

Le profilé **HEA 140** ne résiste pas au flambement, il est nécessaire d'augmenter l'inertie.

2. Nous procéderons à la classification détaillée du profilé retenu. Pour ce profilé nous assumerons qu'il est de classe 1.

3. (dans cette nous donnons directement les résultats (obtenus à l'aide d'un programme informatique que nous avons réalisé sous le langage de programmation python. nous détaillerons les calculs du profilé retenu.))

```
entrez le choix du profilé, exemple 'IPE' en majuscule et sans espace
HE140A
 entez la nuance d'acier utilié en MPa
275

entez la longueur de flambement en metre dans le plan xz (flambement autours de Y)
6
lambda barre reduit y = 1.2063 dimensionless

lambda barre reduit y = 1.2063 dimensionless >= 0.2 il  y a risque de flambement autours de Y
h / b = 0.95 dimensionless<= 1.2 et  tf = 8.5 millimeter < 40 millimeter

 courbe d'inperfection 'b' et alpha_y = 0.34
phi_y = 1.3987 dimensionless

Khi_y = 0.4747 dimensionless


entez la longueur de flambement en metre dans le plan xy (flambement autours de Z)
6
lambda barre reduit z = 1.9637 dimensionless

lambda barre reduit z = 1.9637 dimensionless >= 0.2 il  y a risque de flambement autours de Z
h / b = 0.95 dimensionless<= 1.2 et  tf = 8.5 millimeter < 40 millimeter

 courbe d'inperfection 'c' et alpha_z = 0.49
phi_z = 2.8602 dimensionless

Khi_z = 0.2024 dimensionless

Khi_min = min(Khi_y=0.4747, Khi_z=0.2024) = 0.2024
```

FIGURE 5.8 – paramètres résistance au flambement

Après quelque itérations de vérifications au flambement, nous nous sommes décidés à considérer le profilé **HEA180**.

	G	h	b	t_w	t_f	r	A	h_i	d
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm^2	mm	mm
							x 10^2		
HE 180 A	35,5	171	180	6	9,5	15	45,3	152	122

	G	I_y	$W_{el.y}$	$W_{pl.y}$	i_y	A_{vz}	I_z	$W_{el.z}$	$W_{pl.z}$	i_z
	kg/m	mm^4	mm^3	mm^3	mm	mm^2	mm^4	mm^3	mm^3	mm
		x 10^4	x 10^3	x 10^3	x 10	x 10^2	x 10^4	x 10^3	x 10^3	x 10
HE 180 A	35,5	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	102,7	156,5	4,52

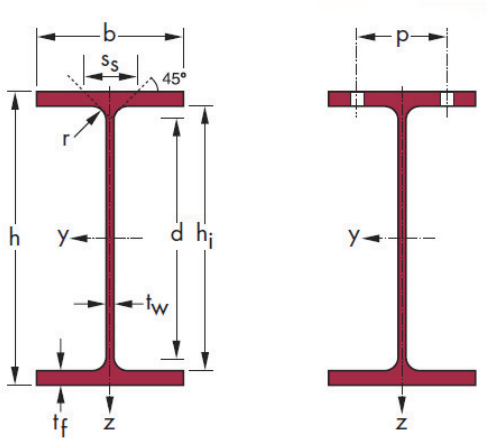


FIGURE 5.9 – Caractéristique du profilé HEA180

Classification du profilé

— Semelle comprimé :

$$\frac{b/2 - t_w/2 - r}{t_f} = 7.6 < 10\epsilon = 10 \times 0.92 = 9.2$$

la semelle est de classe 1.

— âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{122}{6} = 20.3 < 72\epsilon = 72 \times 0.92 = 66.24$$

l'âme est de classe 1.

Ainsi le profilé et de classe 1, il peut développer une résistance plastique.

5.7.4 Vérification du profilé retenu HEA180 au flambement flexion

1. Détermination des paramètre nécessaires à la vérification au flambement

```
entrez le choix du profilé, exemple 'IPE' en majuscule et sans espace
HE180A
 entez la nuance d'acier utilié en MPa
275

entez la longueur de flambement en metre dans le plan xz (flambement autours de Y)
6
lambda barre reduit y = 0.9278 dimensionless

lambda barre reduit y = 0.9278 dimensionless >= 0.2 il  y a risque de flambement autours de Y
h / b = 0.95 dimensionless<= 1.2 et  tf = 9.5 millimeter < 40 millimeter

 courbe d'inperfection 'b' et alpha_y = 0.34
phi_y = 1.0541 dimensionless

Khi_y = 0.6433 dimensionless


entez la longueur de flambement en metre dans le plan xy (flambement autours de Z)
6
lambda barre reduit z = 1.5293 dimensionless

lambda barre reduit z = 1.5293 dimensionless >= 0.2 il  y a risque de flambement autours de Z
h / b = 0.95 dimensionless<= 1.2 et  tf = 9.5 millimeter < 40 millimeter

 courbe d'inperfection 'c' et alpha_z = 0.49
phi_z = 1.9951 dimensionless

Khi_z = 0.3052 dimensionless

Khi_min = min(Khi_y=0.6433, Khi_z=0.3052) = 0.3052
```

FIGURE 5.10 – résultats obtenue sous python

Dans cette partie nous détaillerons les calculs necessaires à la détermination de ces paramètres. Néanmoins les résultats devraient être égaux à ceux de la figure 5.10, obtenus sous le programme informatique que nous avons réalisé.

Le CCM97 [4] recommande le critère de vérification suivant :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min}.A.fy/\gamma_{M_1}} + \frac{K_y.M_{yEd}}{W_{ply}.f_y/\gamma_{M_1}} \leq 1 \tag{5.3}$$

où

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y.N_{Ed}}{\chi_y.A.f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda_y}.(2.\beta_{M.y} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$\beta_{M.y}$	$W_{ply}(mm3)$	$W_{ely}(mm3)$	$A(mm^2)$
1.3	324900	(293600	4530

(a) Détermination de χ_{min}

i. Flambement autours de zz

4. page 82 paragraphe 5.5.4 formule (5.51)

$i_y(mm)$	$i_z(mm)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$
74.5	45.2	171	180	9.5

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda_z}^2}} \tag{5.4}$$

$$\bar{\lambda_z} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}\sqrt{\beta_A}$$

où $\beta_A = 1$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = 132.74$$

où $l_{fz} = l_0 = 6m$ car la sablière est bi articulée.

$$\lambda_1 = 93.9\epsilon = 93.9 \times 0.92 = 86.388$$

$\bar{\lambda_z} = 1.5366 > 0.2$ risque de flambement autours de zz

$$\phi_z = 0.5(1 + \alpha_z(\bar{\lambda_z} - 0.2) + \bar{\lambda_z}^2)$$

Nous avons $\frac{h}{b} = 0.95 \leq 1.2$ et comme $t_f < 40mm$, nous déduisons que pour une flexion autours de zz : $\alpha_z = 0.49$

Ainsi nous obtenons

$$\phi_z = 2$$

En portant dans l'équation (6.4) nous obtenons $\chi_z = 0.3049$

ii. Flambement autours de yy

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda_y}^2}} \tag{5.5}$$

$$\bar{\lambda_y} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}\sqrt{\beta_A}$$

où $\beta_A = 1$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = 80.54$$

où $l_{fy} = l_0 = 11.4m$ car la poutre est bi articulée.

$$\lambda_1 = 93.9\epsilon = 93.9 \times 0.92 = 86.388$$

$\bar{\lambda_y} = 0.932 > 0.2$ risque de flambement autours de yy

$$\phi_y = 0.5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda_y} - 0.2) + \bar{\lambda_y^2})$$

Nous avons $\frac{h}{b} = 0.95 \leq 1.2$ et comme $t_f < 40mm$, nous déduisons que pour une flexion autours de yy : $\alpha_y = 0.34$

Ainsi nous obtenons

$$\phi_y = 1.059$$

En portant dans l'équation (6.5) nous obtenons $\boxed{\chi_y = 0.6403}$

$\boxed{\chi_{min} = min(0.3049, 0.6403) = \chi_z = 0.3049}$

(b) Détermination de K_y

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Ed}}{\chi_y . A . f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda_y}(2\beta_{M.y} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = -1.1982 < 0.9$$

Ainsi $\boxed{K_y = 1.48 < 1.55}$

(c) Détermination de M_{yEd}

Nous avons

$$M_{yEd} = \frac{Q_z . l^2}{8}$$

et $Q_z = 1.35 G_{HEA180} = 1.35 \times 0.355 = 0.5KN$

d'où

$\boxed{M_{yEd} = 2.25KN.m}$

En portant dans l'équation 5.3 nous obtenons

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} . A . fy/\gamma_{M_1}} + \frac{K_y . M_{yEd}}{W_{ply} . f_y/\gamma_{M_1}} \leq = 0.9267 + 0.041 = 0.967 < 1$$

Le critère de flambement flexion est ainsi vérifié.

5.7.5 Vérification du profilé retenu HEA180 au déversement

Le critère de vérification du déversement est donnée par [5]

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z . A . fy/\gamma_{M_1}} + \frac{K_{LT} . M_{yEd}}{\chi_{LT} W_{ply} . f_y/\gamma_{M_1}} \leq 1 \tag{5.6}$$

où

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} . N_{Ed}}{\chi_z . A . f_y}$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda_z} \beta_{M.LT} - 0.15 \text{ où } \beta_{M.LT} = 1.3$$

Ainsi

$$\mu_{LT} = 0.1496$$

5. CCM97 page 85 clause (2)

et

$$K_{LT} = 0.874$$

l'élancement géométrique et l'élancement théorique(formule approximative)

Pour les sections en I et en H, le CCM97 propose une formule approximative pour calculer l'élancement géométrique. [6]

$$\lambda_{LT} = \frac{L_D/i_z}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20}\left[\frac{L_D/i_z}{h/t_f}\right]^2\right]^{0.25}}$$

où $L_D = 6m$. Et $C_1 = 1.132$ pour une poutre biappuyée uniformément chargée. [7]

$i_z(mm)$	$h(mm)$	$t_f(mm)$
45.2	171	9.5

Nous obtenons ainsi

$$\lambda_{LT} = 89.84$$

L'élancement théorique est donnée par : $\lambda_1 = 93.9\epsilon$ où $\epsilon = 0.92$ d'ou

$$\lambda_1 = 86.4$$

Ainsi

$$\bar{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = 1.04 > 0.4$$

Il y a risque de déversement.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda_{LT}}^2}}$$

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda_{LT}} - 0.2) + \bar{\lambda_{LT}^2})$$

où $\alpha_{LT} = 0.21$ dans le cas du déversement.

Nous obtenons ainsi les résultats suivants :

$$\phi_{LT} = 1.129$$

$$\chi_{LT} = 0.6376$$

En portant ces résultats dans le critère (5.6)

$$(0.9263) + (0.038) = 0.9643 \leq 1$$

Le déversement de la sablière est ainsi vérifié.

Remarque

Les résultats obtenues ci dessus sont similaire à ceux obtenues sous notre programme . En effet la figure 5.11 illustre les résultats obtenus sous Python.

6. CCM97 page 148 formule (B.21)
7. CCM97 page 144 tableau B.1.1

```
---------------
L_deversem =  6.0 meter
C1 =  1.132
lambda_lt = 89.8412 dimensionless
lambda_barre_lt = 1.035 dimensionless
 alpha_lt = 0.21 par defaut pour les laminés à chaud
phi_lt = 1.1232875 dimensionless
Khi_lt = 0.6411 dimensionless

mu_lt = 0.1482 dimensionless
mu_lt= min(0.1482 dimensionless, 0.9) = 0.1482 dimensionless
klt = 0.8753 dimensionless

min(0.8753 dimensionless, 1.5) = 0.8753 dimensionless
---------------
crit11 = Ned / Khi_z*A*fy/gamma1) = 0.92582 dimensionless
klt*(Myed.to('KN*mm'))) / (Khi_lt*Wply*fy/gamma1 = 0.03782 dimensionless
(kz*(Mzed.to('KN*mm'))) / (Wplz*fy/gamma1)) = 0.0 dimensionless
critère_deversem = crit11 + crit22 + crit33
 = 0.92582 dimensionless + 0.03782 dimensionless + 0.0 dimensionless
 = 0.9636399999999999 dimensionless
le DEVERSEMENT EST VERIFIE (critere_dever = 0.9636399999999999 dimensionless <= 1
---------------
```

FIGURE 5.11 – Résultats obtenus sous le programme python

Conclusion

Suite à cette étude, nous avons décidé d'adopter les profilés suivants :

- **Poutre au vent :**
  - **Diagonales en cornières isolées à ailes égales CAE 90x90x10.**
- **Palées de stabilité :**
  - **Diagonales en cornières isolées à ailes égales CAE 90x90x10.**
  - **Les Sablières : HEA180**

Chapitre 6

Étude des fermes

6.1 Introduction

La portée de notre hangars est égale à 30m, il est de plus soumis à une charge climatique considérable. Nous favorisons donc l'utilisation d'une ferme comme poutre principale des pignons. La ferme est composée des éléments suivants(figure 6.1) :

— La membrure supérieure ou arbalétrier .
— La membrure inférieure ou l'entrait.
— Les diagonales .
— les montant.

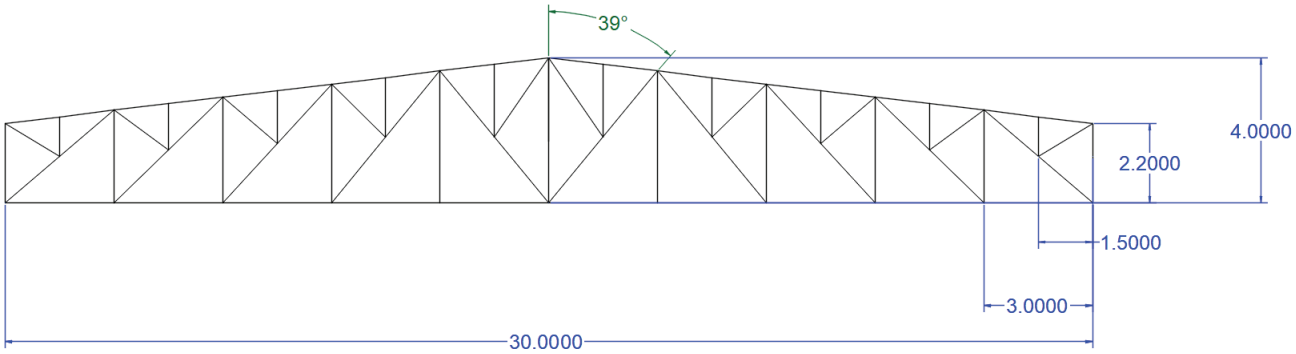


FIGURE 6.1 – Modèle de ferme utilisé

Ces éléments sont reliés entre eux à l'aide de goussets.

6.2 Détermination des charges et des surcharges

Afin de pouvoir dimensionner la ferme il est nécessaire de déterminer toutes les charges (**toutes les charges seront converties en charges ponctuelles.**) qui s'appliqueront aux niveaux des nœuds de la membrure supérieure.

6.2.1 Charges permanentes

1. Couverture et accessoires de pause : $0.17kN/m^2$.
2. Pannes (IPE200) : $0.224kN/m^2$ d'où
$$\frac{0.224kN}{1.5m} = 0.15kN/m^2$$
où 1.5m est l'espacement des pannes .
3. Poids forfaitaire(On le vérifiera par suite) Nous considérons un poids forfaitaire de : $0.2kN/m^2$
4. Poids des contreventement : Nous avons utilisé pour la poutre au vent des cornières isolées CAE90x90x10 donc :
c'est un chargement de $0.134kN/m$ (figure 6.2). donc c'est une charge ponctuelle de
$$2cornieres \times 0.134kN/m \times 6.7m = 1.8kN$$
d'où, en pression cela correspond à :
$$\frac{1.8kN}{18m^2} = 0.1kN/m^2$$

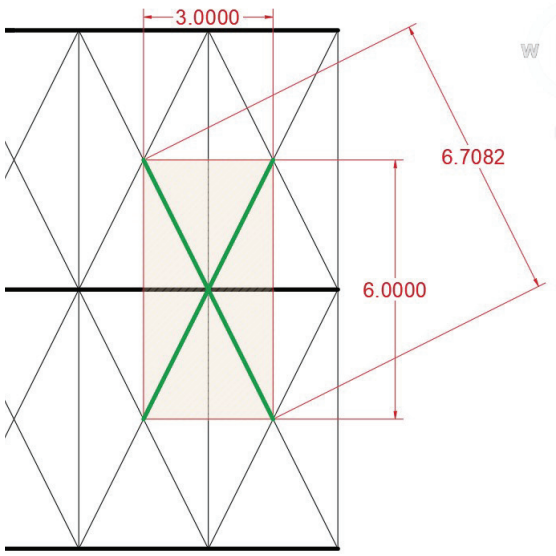


FIGURE 6.2 – surface tributaire cornieres

6.2.2 Surcharge climatique

1. Vent

   Selon l'étude climatique nous avons pour un vent ⊥ au long pan ouest : $V_k = 2.8kN$
2. Sable

   Le sable s'accumulera en charge linéique sur les chéneaux. Donc $S = 0.3kN/m \times 6m = 1.8kN$

   où 6m est l'espacement des portiques .

6.3 Calcul des efforts revenant aux nœuds

Nous affecterons à chaque nœud de la membrure supérieure une surface tributaire de $18m^2$

1. Efforts par nœud dûs aus charges permanentes :

$$G = (0.17 + 0.15 + 0.2 + 0.1) \times 18m^2$$

   donc $\boxed{G = 11.16kN \text{ Sens descendant } \downarrow}$
2. Effort dû au vent :

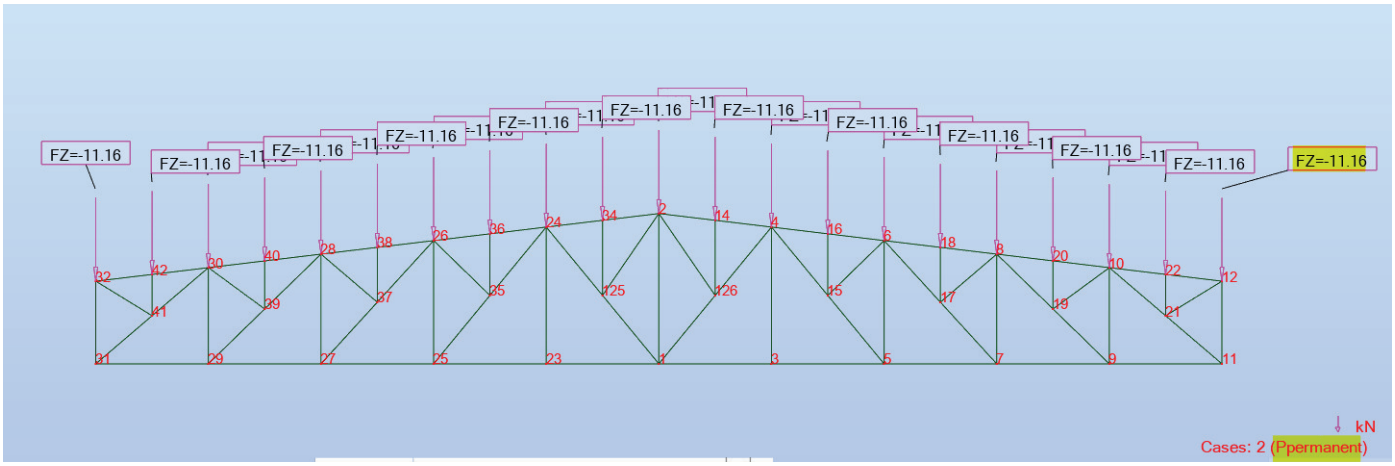
$$V = 2.8kN \times 18m^2$$

   donc $\boxed{V = 50.4kN \text{ Sens ascendant } \uparrow}$
3. Effort dû au sable Nous appliquerons au niveau des nœuds de rive une charge ponctuelle de $\boxed{S = 1.8kN}$

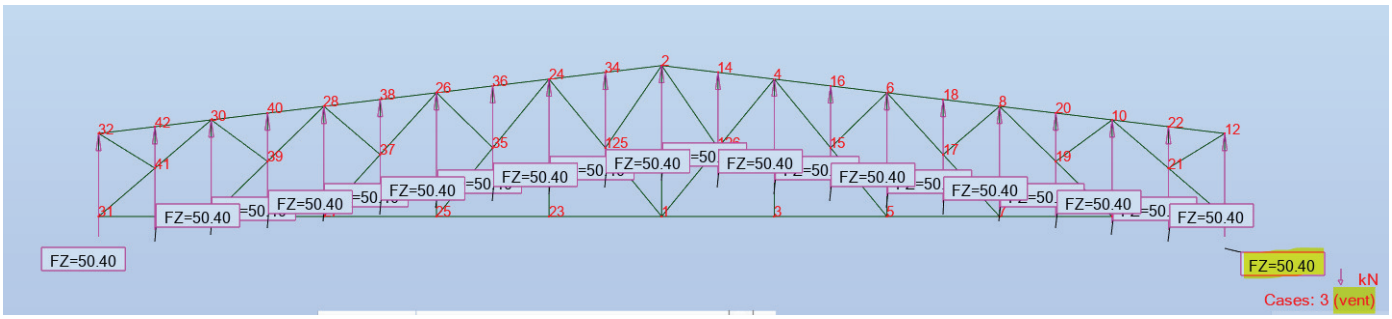
6.4 Modèle Robot Structural

Afin de pouvoir déterminer les efforts internes dans les éléments de la ferme, nous avons modélisé ce dernier sur le logiciel de calcul Robot Structural, puis nous lui avons affecté les différentes charges et surcharges calculées ci dessus.

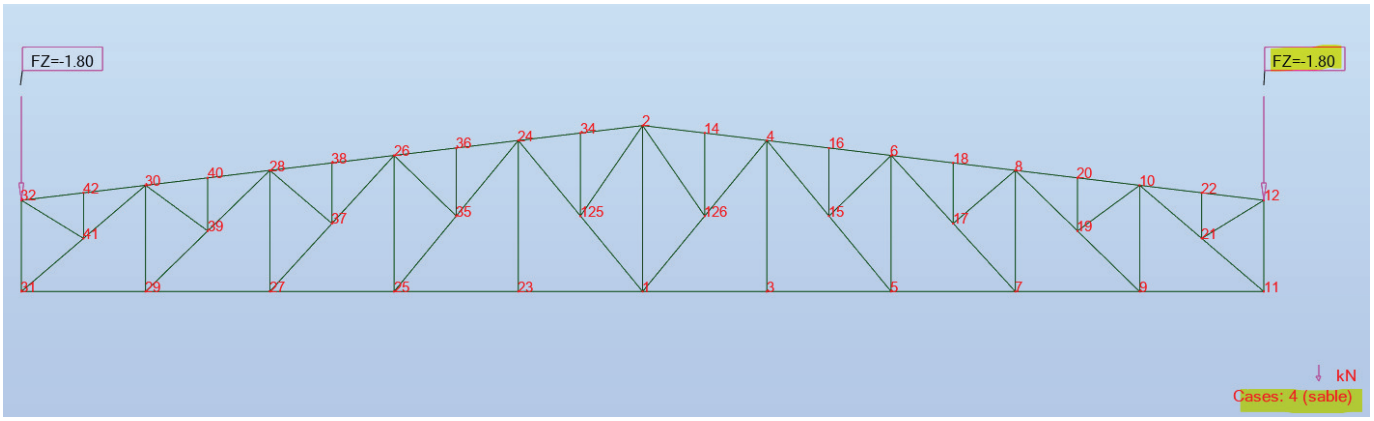
La figure (6.3) illustre les différents cas de charges.



(a) charges permanentes



(b) charge du vent



(c) charge du sable

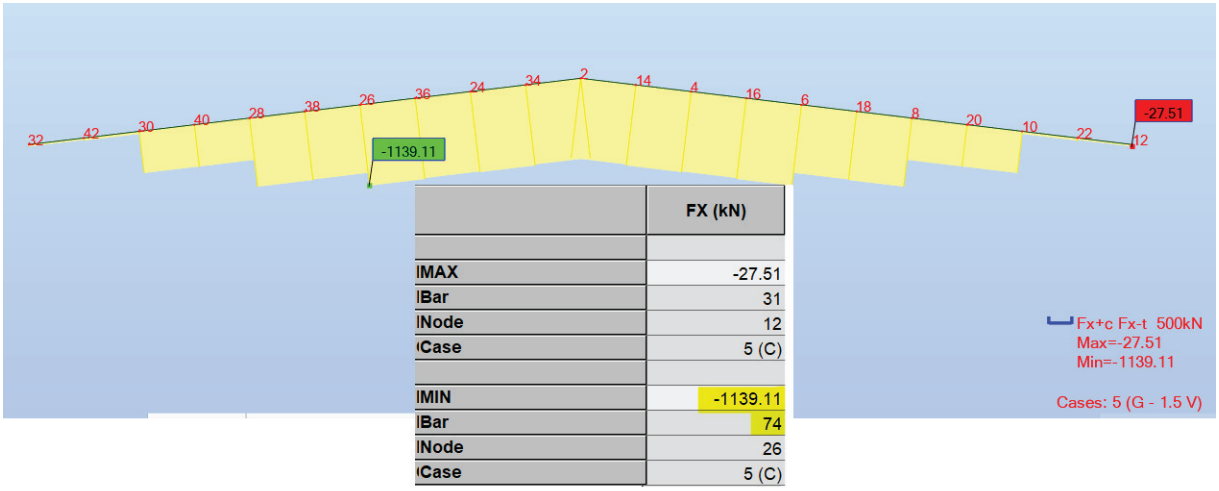
FIGURE 6.3 – Les différents cas de charges sollicitant la ferme.

6.5 Dimensionnement des éléments de la ferme

— Le dimensionnement de la ferme se fait à l'ELU, sous les deux combinaison de charges suivantes :
  — **G - 1.5 V**
  — **1.35 G + 1.5 S**
— Les éléments de la ferme travaillent soit à la traction soit à la compression selon la combinaison de charges. Donc :
  — Nous vérifierons leur résistance à la traction .
  — Nous vérifierons leur résistance au flambement.
— **Nous détaillerons les calculs du dimensionnement pour un seul élément (membrure supérieure), le reste des éléments se dimensionne de manière exactement analogue.**

6.5.1 Dimensionnement de la membrure supérieure

Efforts obtenus sous G - 1.5 V (TRACTION)



	FX (kN)
IMAX	-27.51
IBar	31
INode	12
ICase	5 (C)
IMIN	-1139.11
IBar	74
INode	26
ICase	5 (C)

FIGURE 6.4 – Efforts de traction dans la membrure supérieure

Nous avons un effort de traction maximal de $N_{Ed} = 1139kN$ dans la barre 74.

Apres quelque itérations de pré dimensionnement, nous nous somme décidé à adopter la double cornière à ailes égales **2CAE 120x120x13** espacées de 1cm.

1. Détermination des caractéristiques de la double cornière

Les caractéristiques d'une cornière isolée sont illustrées dans la figure (6.5)

	G kg/m	h = b mm	t mm	r_1 mm	r_2 mm	A mm²	$z_s = y_s$ mm	v mm	u_1 mm	u_2 mm	A_L m²/m	A_G m²/t
						x 10²	x 10	x 10	x 10	x 10		
L 120 x 120 x 13	23,3	120	13	13	6,5	29,7	3,44	8,49	4,86	4,28	0,469	20,12

	G kg/m	$I_y = I_z$ mm⁴	$W_{el.y} = W_{el.z}$ mm³	$i_y = i_z$ mm	I_u mm⁴	i_u mm	I_v mm⁴	i_v mm	I_{yz} mm⁴
		x 10⁴	x 10³	x 10	x 10⁴	x 10	x 10⁴	x 10	x 10⁴
L 120 x 120 x 13	23,3	394,0	46,01	3,64	625,9	4,59	162,2	2,34	-231,8

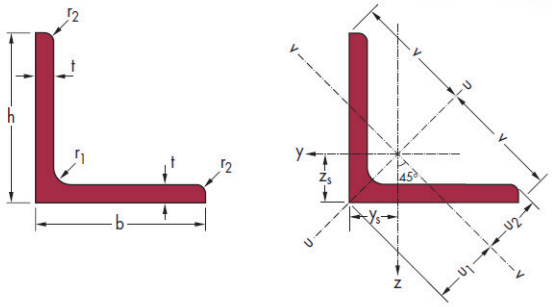


FIGURE 6.5 – Caractéristiques d'une cornière à ailes égales CAE120x120x13

Ainsi pour une double cornière

$$I_y = 2I_{y_{corniere_isolee}} = 788cm^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{2 \times A_{corniere_isolee}}} = 3.64cm$$

En appliquant le théorème de Huyggens :

$$I_z = 2(I_{z_{corniere_isolee}} + A_{cornirere_isolee} \times \Delta^2) \text{ où } \Delta = y_s + 0.5cm$$

$$\text{donc } I_z = 1710cm^4$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{2 \times A_{corniere_isolee}}} = 5.37cm$$

$$A = 2A_{corniere_isolee} = 59.4cm^2$$

2. Vérification de la double cornière à la traction

— **le diamètre de la vis** $d = 12mm$
— **Diamètre des trous** $d_0 = 13mm$
— $A = A_{brute} = 5940mm^2$
— $A_{net} = A - d_0 \times t = 5771mm^2$

Pour une cornière fixée par une seule aile avec trois boulons, Le critère de vérification des barres tendues est donné par :

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

où

$$N_{t,Rd} = min\left\{N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}\right\} \tag{6.1}$$

—

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M_0}} = 1485kN$$

—

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_u}{\gamma_{M_2}} \text{ où } f_u = 430MPa \text{ et } \gamma_{M_2} = 1.25 \text{ et } \beta_3 = 0.7$$

$$N_{u,Rd} = 1390kN$$

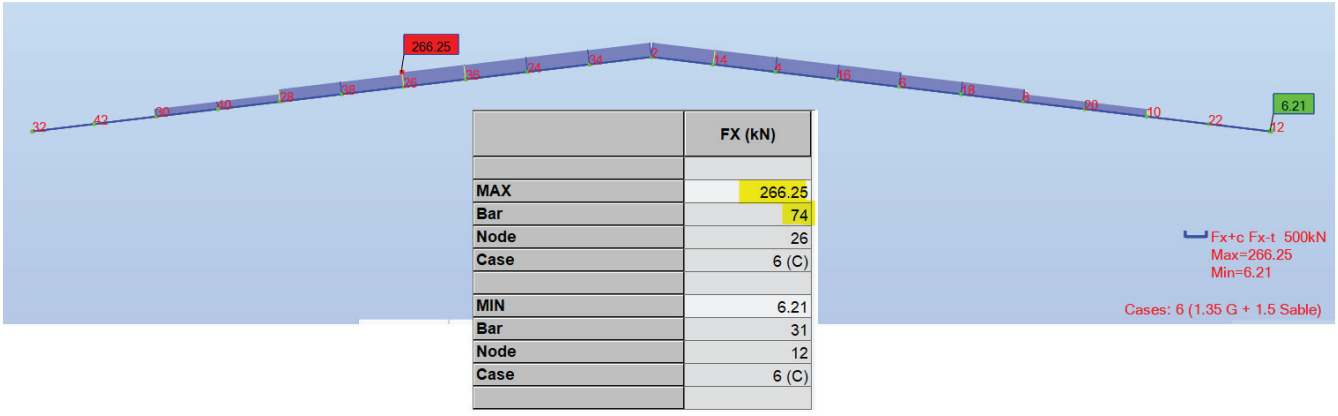
En portant dans l'équation (6.1) :

$$N_{t,Rd} = N_{u,Rd} = 1390kN \tag{6.2}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{1139}{1390} = 0.82 < 1$$

La double cornière CAE120x120x13 vérifie La résistance à la traction.

Efforts obtenus sous 1.35 G + 1.5 S (COMPRESSION)



	FX (kN)
MAX	266.25
Bar	74
Node	26
Case	6 (C)
MIN	6.21
Bar	31
Node	12
Case	6 (C)

FIGURE 6.6 – Efforts de compression de la membrure supérieure.

Nous avons un effort de compression maximal de $N_{Ed} = 266kN$ dans la barre 74.

1. Vérification de la double cornière au flambement simple

   Le critère de vérification est donné par :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M_1}}} \leq 1 \tag{6.3}$$

   où $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1, 2 et 3 et $\gamma_{M_1} = 1.1$

2. Détermination de χ_{min}

   (a) Flambement autours de zz

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda_z}^2}} \tag{6.4}$$

$$\bar{\lambda_z} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}\sqrt{\beta_A}$$

   où $\beta_A = 1$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{1511}{53.656} = 28.16$$

   où $l_{fz} = l_0 = 1.511m$ car la membrure est bi articulée.

$$\lambda_1 = 93.9\epsilon = 93.9 \times 0.92 = 86.388$$

$\boxed{\bar{\lambda_z} = 0.33 > 0.2 \text{ risque de flambement autours de zz}}$

$$\phi_z = 0.5(1 + \alpha_z(\bar{\lambda_z} - 0.2) + \bar{\lambda_z}^2)$$

   Nous avons dans les cas des cornières pour quelque soit l'axe de flexion $\alpha = 0.49$
   Ainsi nous obtenons

$$\phi_z = 0.5863$$

   En portant dans l'équation (6.4) nous obtenons $\boxed{\chi_z = 0.9338}$

   (b) Flambement autours de yy

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda_y}^2}} \tag{6.5}$$

$$\bar{\lambda_y} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}\sqrt{\beta_A}$$

   où $\beta_A = 1$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{1511}{36.4} = 41.51$$

   où $l_{fy} = l_0 = 1.511m$ car la membrure est bi articulée.

$$\lambda_1 = 93.9\epsilon = 93.9 \times 0.92 = 86.388$$

$\boxed{\bar{\lambda_y} = 0.48 > 0.2 \text{ risque de flambement autours de yy}}$

$$\phi_y = 0.5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda_y} - 0.2) + \bar{\lambda_y}^2)$$

Nous avons dans les cas des cornières pour quelque soit l'axe de flexion $\alpha = 0.49$
Ainsi nous obtenons

$$\phi_y = 0.6838$$

En portant dans l'équation (6.4) nous obtenons $\boxed{\chi_y = 0.8541}$

$\boxed{\chi_{min} = min(0.9338, 0.8541) = \chi_y = 0.8541}$

3. ELU de vérification au flambement simple

En portant le résultat obtenu dans le critère (6.3)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M_1}}}$$
$$= \frac{266.10^3}{0.8541 \times 1 \times 5940 \times \frac{275}{1.1}}$$
$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0.209 \leq 1$$

Le critère de vérification au flambement simple est vérifié.

Remarque Importante

— Nous avons réalisé sous le langage de programmation Python un programme qui permet de déterminer les différents paramètres nécessaires à la vérification au **flambement** (voir figure 6.7a)et à la résistance à la traction (voire figure 6.7b)

— Les résultats obtenus comme mentionnés sur la figure (6.7) sont similaires à ceux obtenus manuellement ci-dessus.

— **La vérification des autres éléments de la ferme est exactement similaire à celle faite sur la membrure supérieure. Ainsi par souci d'optimisation, nous donnerons directement les résultats des vérifications que l'on a obtenu sous notre programme de calcul.**

```
flambement autours de y
 elance_y = 41.510989010989015 dimensionless
elance_yred = 0.4805 dimensionless
lambda barre reduit y = 0.4805 dimensionless >= 0.2 il  y a risque de flambement autours de Y

dans les cas des corniere la courbe de flambement est la courbe c, et alpha=0.49



phi_y = 0.6842 dimensionless
Khi_y = 0.8538 dimensionless
**********
flambement autours de z
 elance_z = 28.13780260707635 dimensionless
elance_zred = 0.3257 dimensionless
lambda barre reduit z = 0.3257 dimensionless >= 0.2 il  y a risque de flambement autours de z

dans les cas des corniere la courbe de flambement est la courbe c, et alpha=0.49



phi_z = 0.5838 dimensionless
Khi_z = 0.9361 dimensionless**********
Khi_min = min(Khi_y=0.8538, Khi_z=0.9361) = 0.8538

**********
les verifications au flambement
les corniere sont de classe 3 donc on prend beta = 1
 Ned = 266.0 kilo_newton < Nb_Rd = 1267.893 kilo_newton, le flambement est verifié
```

(a) Résultat Python des vérification au FLAMBEMENT de la membrure supérieure

```
Npl_Rd =1485.0 kilo_newton

 Calcul des parametre Anet Anet_red, béta...
beta3 = 0.7
Anet = 5771.0 millimeter ** 2
Anet_red = 4039.7 millimeter ** 2

Nu_rd = 1389.6568 kilo_newton
nous avons pris gamma_M_2 = 1.25
Nt_Rd = min(Npl_Rd = 1485.0 kilo_newton, Nu_Rd = 1389.6568 kilo_newton)
Nt_Rd = 1389.6568 kilo_newton


Ned/Nt_rd = 0.8196268316033138 dimensionless < 1 la résistance à la traction est verifiée.
```

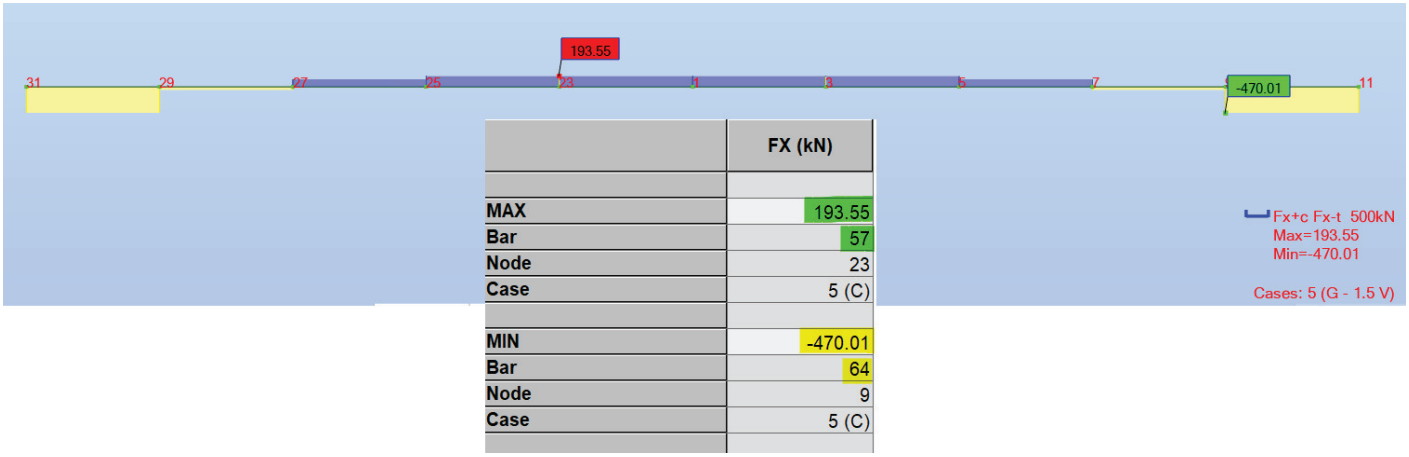
(b) Résultat Python des vérification au TRACTION de la membrure supérieure

FIGURE 6.7 – Résultats Python

6.5.2 Dimensionnement de la membrure inférieure

D'une manière analogue au dimensionnement de la membrure supérieure, nous adopterons pour la membrure inférieure **une double cornière CAE 120x120x13**

Efforts obtenus sous G - 1.5 V (TRACTION ET COMPRESSION)



	FX (kN)
MAX	193.55
Bar	57
Node	23
Case	5 (C)
MIN	-470.01
Bar	64
Node	9
Case	5 (C)

FIGURE 6.8 – Efforts dans la membrure inférieure

Sous cette combinaison de cas de charges nous avons

— Nous avons un effort de traction maximal de $N_{Ed} = 470kN$ dans la barre 64.

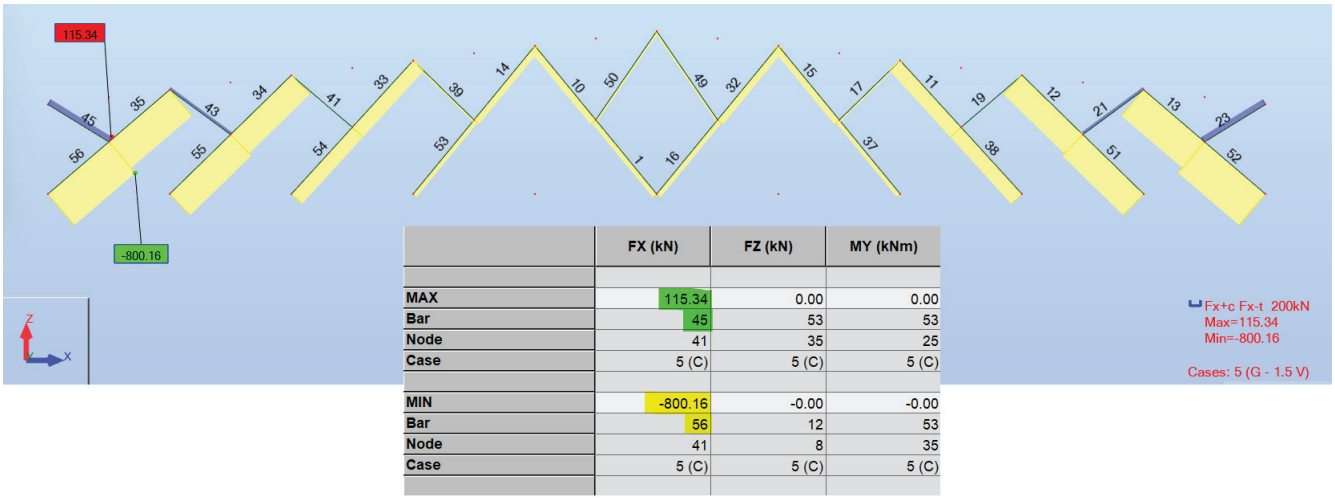
— Nous avons un effort de compression maximal de $N_{Ed} = 193.55kN$ dans la barre 23.

Néanmoins, comme nous adopterons le même profilé que celui de la membrure supérieure, nous déduisons que la résistance à ces efforts est largement vérifiée.

6.5.3 Dimensionnement des diagonales

Efforts obtenus sous G-1.5V (Traction)

Comme l'illustre la figure (6.9), la diagonale la plus sollicitée en traction est la barre 56 de longueur $l = 1.97m$ sous un effort de traction $N_{Ed} = 800kN$.



	FX (kN)	FZ (kN)	MY (kNm)
MAX	115.34	0.00	0.00
Bar	45	53	53
Node	41	35	25
Case	5 (C)	5 (C)	5 (C)
MIN	-800.16	-0.00	-0.00
Bar	56	12	53
Node	41	8	35
Case	5 (C)	5 (C)	5 (C)

FIGURE 6.9 – Efforts de traction dans les diagonales

Après quelque itération de pré dimensionnement, nous nous sommes décidés à adopter le profilé :
Double cornière CAE 90x90x12
Pour ce profilé, nous avons les caractéristiques géométriques illustrées sur la figure 6.10

```
caractéristiques géometriques d'une double cornière à ailes égales

A= l'aire de la double corniere= 40.58 centimeter ** 2
I_y = Inertie de la double cornière = 296.06 centimeter ** 4
Après application de thm de Huyggens, l'inertie d'une SEULE cornière par rapport au centre de gravité de la double
cornière est :
I_zbeta = 350.6378 centimeter ** 4
I_z = l'inertie I_z de la double cornière est 701.2756 centimeter ** 4
i_y = 2.7011 centimeter
i_z = 4.1571 centimeter
```

FIGURE 6.10 – Résultats Python (2CAE90x90x12)

Vérification de la diagonale à la traction

Les résultats de la vérification de la résistance à la traction sont donnés dans la figure 6.11 :

```
Npl_Rd =1014.5 kilo_newton

 Calcul des parametre Anet Anet_red, béta...
beta3 = 0.7
Anet = 3902.0 millimeter ** 2
Anet_red = 2731.3999999999996 millimeter ** 2

Nu_rd = 939.6015999999998 kilo_newton
nous avons pris gamma_M_2 = 1.25
Nt_Rd = min(Npl_Rd = 1014.5 kilo_newton, Nu_Rd = 939.6015999999998 kilo_newton)
Nt_Rd = 939.6016 kilo_newton


Ned/Nt_rd = 0.851425 dimensionless < 1 la résistance à la traction est verifiée.
```

FIGURE 6.11 – Résultats Python : résistance à la traction

Efforts obtenus sous 1.35 G + 1.5 S (Compression)

Comme l'illustre la figure (6.12), la diagonale la plus sollicitée en compression est la barre 56 de longueur $l = 1.97m$ sous un effort de compression $N_{Ed} = 187kN$.

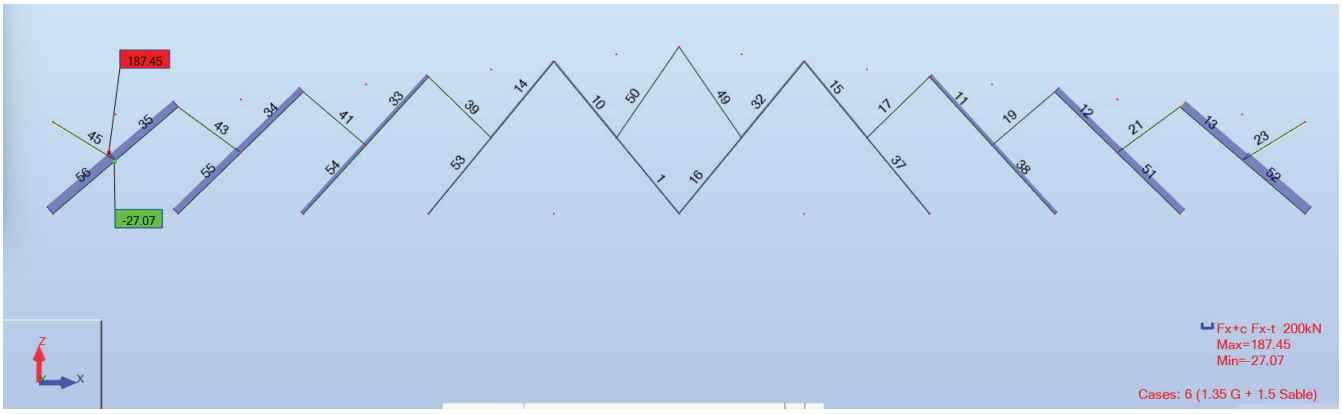


FIGURE 6.12 – Efforts de compression dans les diagonales

Vérification de la diagonale à la compression

Les résultats de la vérification de la résistance à la compression sont donnés dans la figure suivante :

```
**********
flambement autours de y
 elance_y = 73.0072933249417 dimensionless
elance_yred = 0.8451 dimensionless
lambda barre reduit y = 0.8451 dimensionless >= 0.2 il  y a risque de flambement autours de Y

dans les cas des corniere la courbe de flambement est la courbe c, et alpha=0.49

phi_y = 1.0151 dimensionless
Khi_y = 0.6339 dimensionless


**********
flambement autours de z
 elance_z = 47.436915157200936 dimensionless
elance_zred = 0.5491 dimensionless
lambda barre reduit z = 0.5491 dimensionless >= 0.2 il  y a risque de flambement autours de z

dans les cas des corniere la courbe de flambement est la courbe c, et alpha=0.49


phi_z = 0.7363 dimensionless
Khi_z = 0.8151 dimensionless**********
Khi_min = min(Khi_y=0.6339, Khi_z=0.8151) = 0.6339

**********
les verifications au flambement
les corniere sont de classe 3 donc on prend beta = 1
 Ned = 187.45 kilo  newton < Nb  Rd = 643.0915 kilo  newton, le flambement est verifié
```

FIGURE 6.13 – Résultats Python : résistance au flambement

6.5.4 Dimensionnement des montant

Efforts obtenus sous G - 1.5 V (Traction et Compression)

Les efforts de traction et de compression obtenus sous la combinaison (**G - 1.5 V**) sont bien plus défavorables que ceux obtenus sous la combinaison (**1.35 G + 1.5 S**). Par conséquent nous utiliserons la première combinaison pour le dimensionnement et la vérification de la résistance.

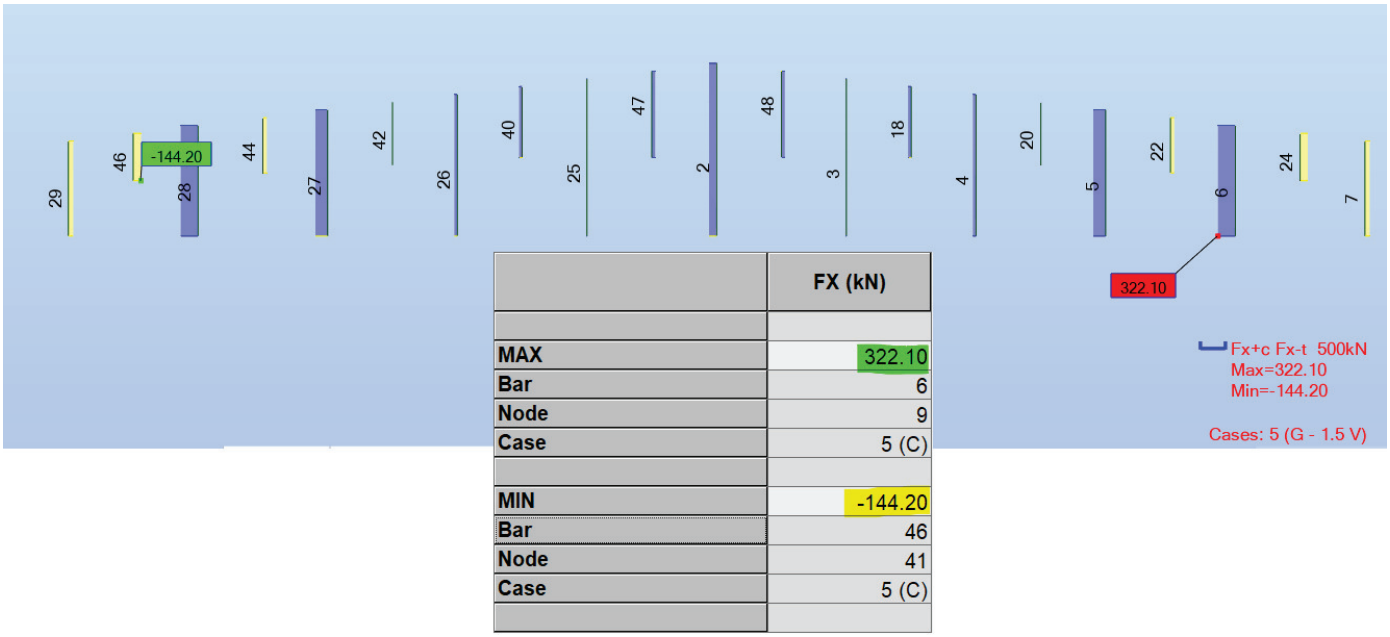
Comme l'illustre la figure (6.14) :

— le montant le plus sollicité en **traction** est la barre 46 de longueur sous un effort de traction $N_{Ed} = 144kN$.

— le montant le plus sollicité en **compression** est la barre 6 de longueur $l = 2.56m$ sous un effort de compression $N_{Ed} = 322kN$.

Après quelque itération de pré dimensionnement, nous nous sommes décidés à adopter le profilé : **Double cornière CAE 90x90x8**

Pour ce profilé, nous avons les caractéristiques géométriques illustrées sur la figure 6.15



	FX (kN)
MAX	322.10
Bar	6
Node	9
Case	5 (C)
MIN	-144.20
Bar	46
Node	41
Case	5 (C)

FIGURE 6.14 – Efforts de traction et de compression dans les montants

caractéristiques géometriques d'une double cornière à ailes égales

A= l'aire de la double corniere= 27.8 centimeter ** 2
I_y = Inertie de la double cornière = 208.8 centimeter ** 4
Après application de thm de Huyggens, l'inertie d'une SEULE cornière par rapport au centre de gravité de la double cornière est :
I_zbeta = 229.5 centimeter ** 4
I_z = l'inertie I_z de la double cornière est 459.0 centimeter ** 4
i_y = 2.7406 centimeter
i_z = 4.0633 centimeter

FIGURE 6.15 – Résultats Python (2CAE90x90x8)

— **Vérification du montant à la traction**

Les résultats de la vérification de la résistance à la traction sont donnés dans la figure 6.16.

— **Vérification du montant au flambement simple**

Les résultats de la vérification au flambement simple sont donnés dans la figure 6.17.

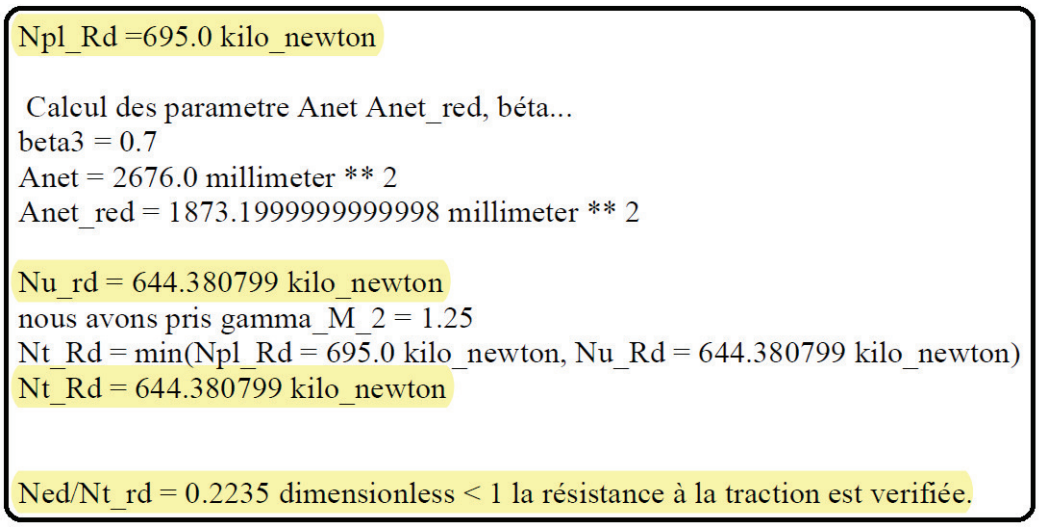


FIGURE 6.16 – Résultats Python : résistance à la traction

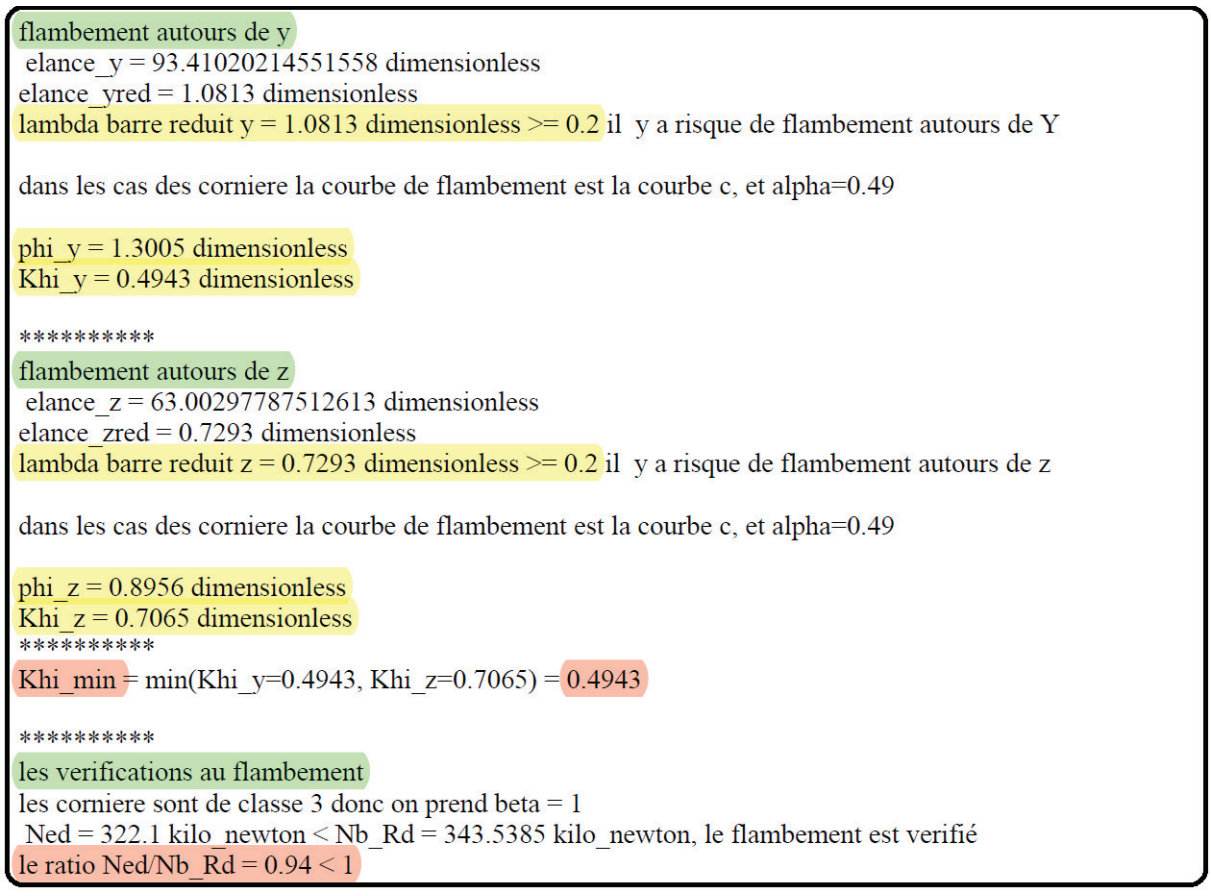


FIGURE 6.17 – Résultats Python : résistance au flambement simple

6.6 Calcul du poids réel de la ferme

Après avoir déterminer les profilés des éléments de la ferme, nous nous proposons de calculer le **poids exact de la ferme**, car nous rappelons que nous avons utilisé un poids estimatif de $0.2 kN/m^2$.

le tableau (6.1)illustre le calcul du poids réel de la ferme.

TABLE 6.1 – Calcul du poids de la ferme

	Profilé	Poids (kN/ml)	longueur totale (m)	Poids total (kN)
Membrure supérieure	2CAE120x120x13	0.466	30.216	14.08
Membrure inférieure	2CAE120x120x13	0.466	30	13.98
Diagonales	2CAE90x90x12	0.3186	60.34	19.22
Montants	2CAE90x90x8	0.218	48.16	10.50

total	**57.78**
aire tributaire m^2	180.00
poids par m2 (kN/m^2)	**0.321**

Remarque :

Nous remarquons que le poids réel de la ferme est plus important que celui que nous avons considéré, il est par conséquent nécessaire de refaire les vérification des éléments.

Après avoir déterminer le poids réel de la ferme, nous avons recalculé les nouvelles valeurs des sollicitations. Le tableau suivent (tableau 6.2) résume les valeurs des sollicitions ainsi que les ratio de la résistance à la traction et à la compression . (**tous les ratios sont vérifiés, il est donc inutile d'augmenter les profilés**) . Le numéro des barres est donnée dans la figure 6.18

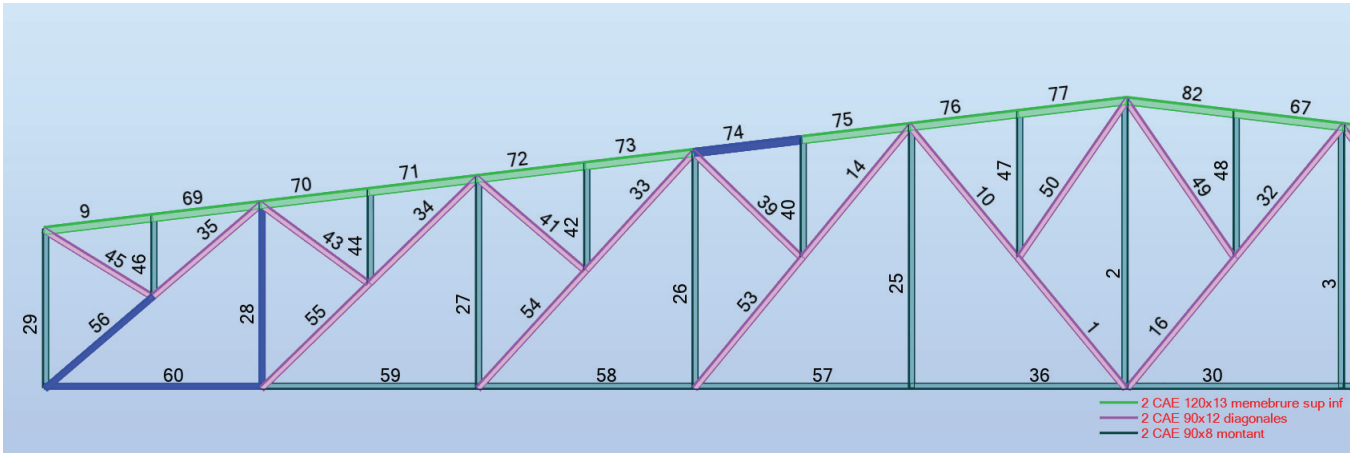


FIGURE 6.18 – numéro des barres

TABLE 6.2 – Tableau récapitulatif des sollicitation et des ratio de résistance

				verification resistance		
	Combinaisions de charges			**ratio traction**	**ratio flambement**	l_{flamb}
Element	N° barre	G - 1.5 V (kN)	1.35G+1.5S (kN)			
Membrure supérieure	74	-1224.7	360	**0.88**	**0.284**	1.51
Membrure inférieure	60	-411	121	**0.3**	**0.1**	1.5
Diagonales	56	-859	252	**0.91**	**0.39**	1.97
Montant	28	350	-107	**0.166**	**0.98**	2.5
	(signe -) traction		**(signe+) compression**			

6.7 Conclusion

Après cette étude détaillée de la ferme, nous adopterons les profilés suivants :

- **Membrure supérieure : double cornière 2CAE 120x120x13**
- **Membrure inférieure : double cornière 2CAE 120x120x13**
- **Les diagonales : double cornière 2CAE 90x90x12**
- **Les montants : Double cornière 2CAE 90x90x8**

Conclusion générale

1. **Rappel de l'objectif du stage pratique :**

   Les principaux objectifs que nous visions par le biais de ce stage pratique effectué au niveau du **bureau d'études Batimetal Engineering & Construction** étaient de :

   (a) nous initier à leurs outils de travail et de calcul (**Robot Structural Analysis, IDEA STATICA...)**.

   (b) Identifier et maitriser les DTRs (algériens et européens) nécessaires au bon dimensionnement des ouvrages.

   (c) **Apprendre à dimensionner une structure métallique** et à **savoir interpréter les résultats** en nous basant sur les fondements théoriques qui nous ont été inculqués lors de notre cursus d'ingéniorat au sein de l'E.N.S.T.P.

2. **Bilan critique :**

   Nous pouvons affirmer que les objectifs cités ci-dessus ont été majoritairement réalisés. En effet :

   — **Les points positifs**

   (a) Nous avons appris à faire l'étude d'un ouvrage métallique et ce en **calculant et en vérifiant un à un ses éléments selon son mode de sollicitation (ses efforts internes) et selon son rôle**, par exemple :
   — Les contreventements travaillent à la traction.
   — Les fermes travaillent à la traction/compression.
   — Les pannes qui font partie d'un system de contreventement travaillent à la flexion **composée déviée** et non pas à la flexion déviée uniquement...etc .

   (b) Nous avons également appris l'intérêt de faire un bon paramétrage des éléments de la structure sur les logiciels de calcul (Robot). En effet, c'est ainsi que l'on indique au logiciel le mode de travail de l'élément et les différentes instabilités qu'il est nécessaire de vérifier :

   Par exemple :

   lors de la vérification au déversement, et en nous basant sur les fondements théoriques que l'on a reçu :
   — Nous savons que c'est la semelle comprimée qui cause le déversement.
   — L'emplacement du chargement influe (sur la semelle sup, inf ou centré) sur la formule de vérification.
   — Les appuis propre à chaque plan (plan de l'âme ou plan de la semelle), infulent également sur les résultats.

   D'où l'importance capitale de faire une **analogie correcte en le modèle réél et le schéma statique.** D'où l'intérêt d'un bon paramétrage des éléments.

   — **Les points négatifs**
   — Bien que nous avons eu une formation relativement importante sur le logiciel Robot, il existe des phénomènes que nous n'avons pas pu interpréter . Nous pouvons citer comme exemple :
   — L'analyse non linéaire.
   — Sa non convergence et comment y remédier.
   — Bien que nous avons eu une base solide en charpente métallique. Nous jugeons que ce module devrait se faire sur au moins trois semestres. En effet, deux semestres ne suffisent pas pour enseigner les notions théoriques nécessaires à l'exercice de cette fonction.

— Les assemblages d'un ouvrage réalisés en charpente métallique sont complexes, leurs vérifications nécessitent la maitrise de logiciels conçus principalement pour les assemblages (dans notre **IDEA STATICA**). Nous avons rencontré des difficultés par rapport à la vérification des assemblages. En effet, ceux réalisés sous robot sont limités et les modèles d'assemblages qu'il offre sont différents de ceux qui se font sur nos structures.

Annexe A

Vues en plan et en perspective.

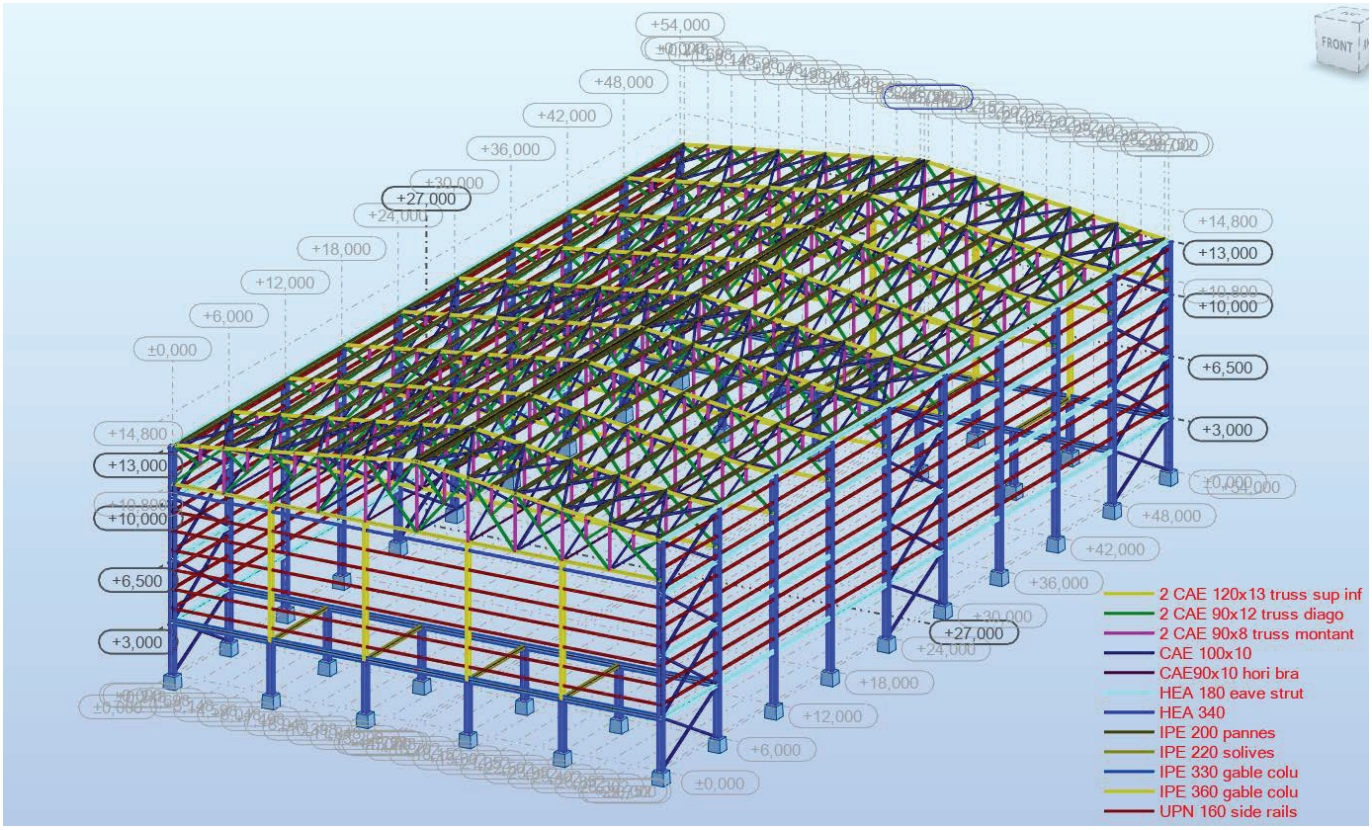


FIGURE A.1 – Vue en 3D

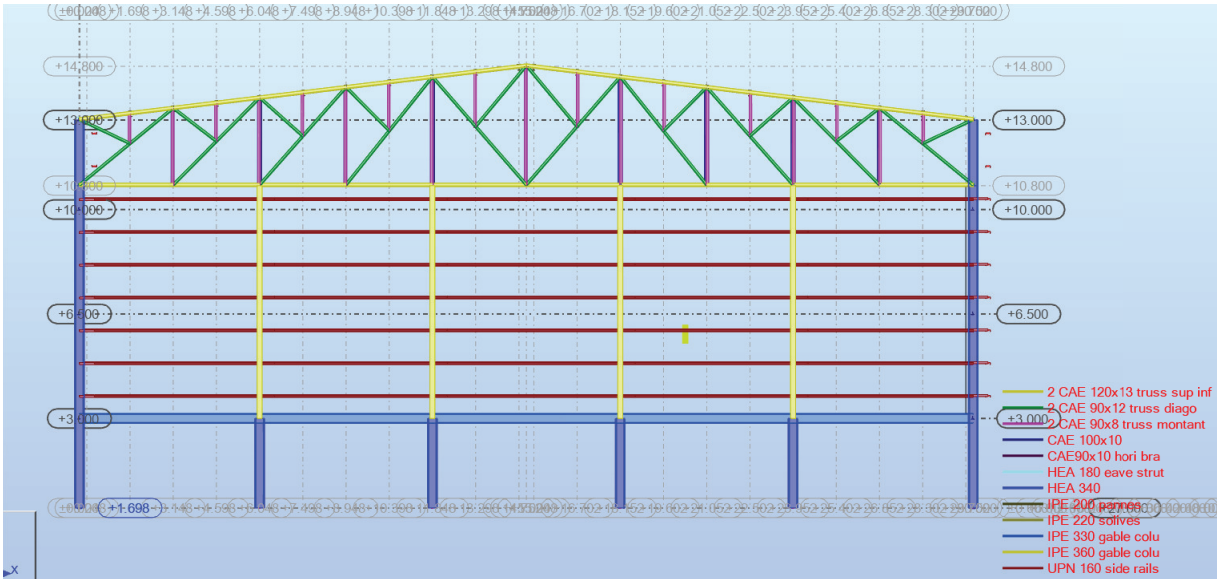


FIGURE A.2 – vue pignon.

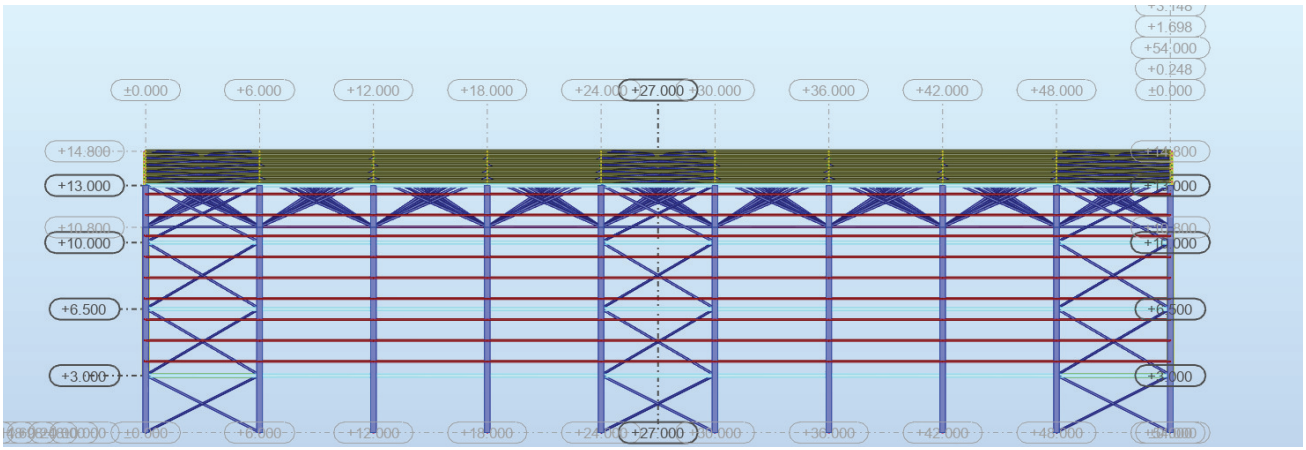


FIGURE A.3 – vue long pan.

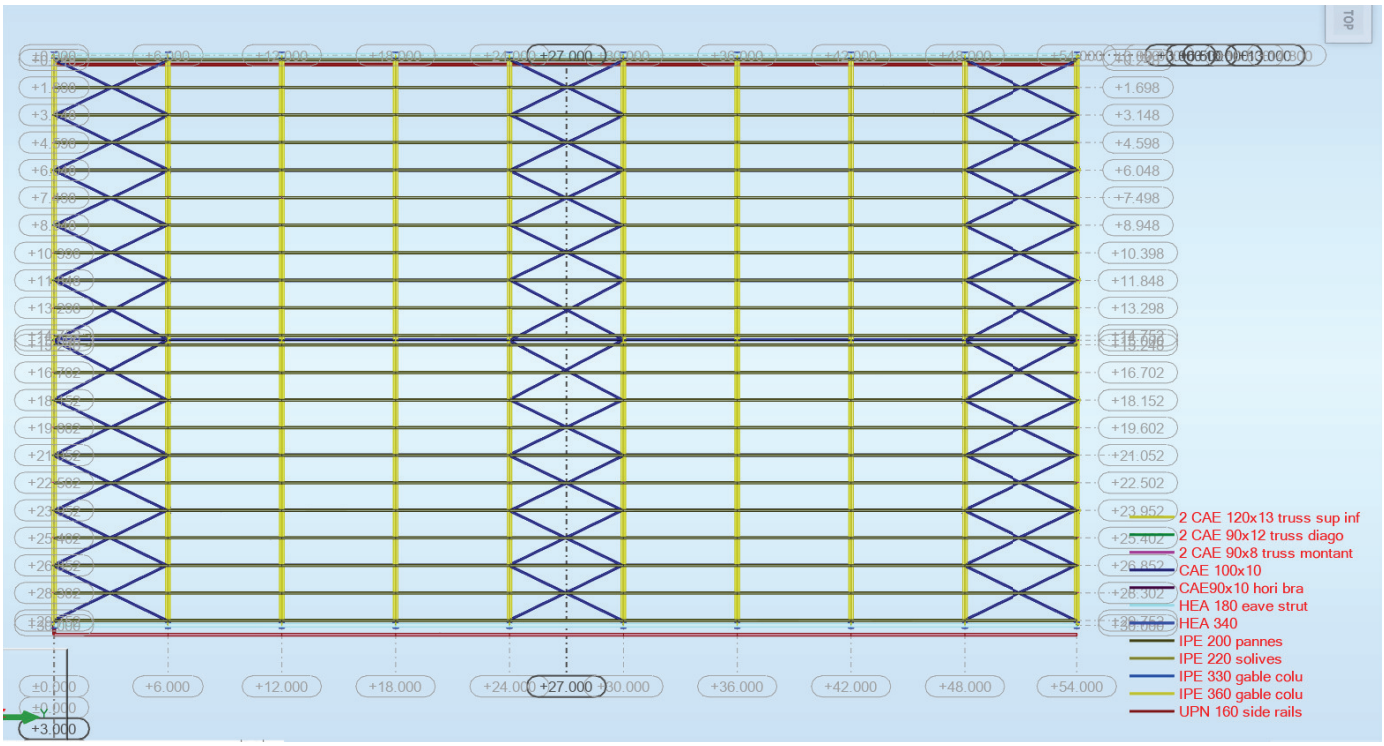


FIGURE A.4 – vue en plan.

Annexe B

Vérification des poteaux

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
3967	HEA 340	ACIER E28	74.98	40.19	0.95	31 G - 1.5 V longpa
4104	HEA 340	ACIER E28	74.98	40.19	0.95	31 G - 1.5 V longpa
3830	HEA 340	ACIER E28	74.98	40.19	0.93	31 G - 1.5 V longpa
4241	HEA 340	ACIER E28	74.98	40.19	0.93	31 G - 1.5 V longpa
4684	IPE 360 gable	ACIER E28	7.36	29.04	0.90	26 1.35 G+1.5 Vdo
4683	IPE 360 gable	ACIER E28	7.36	29.04	0.85	26 1.35 G+1.5 Vdo
3693	HEA 340	ACIER E28	74.98	46.89	0.82	31 G - 1.5 V longpa
4378	HEA 340	ACIER E28	74.98	46.89	0.82	31 G - 1.5 V longpa
148	HEA 340	ACIER E28	20.83	40.19	0.71	26 1.35 G+1.5 Vdo
4699	HEA 340	ACIER E28	10.76	20.77	0.71	26 1.35 G+1.5 Vdo
4707	HEA 340	ACIER E28	10.76	20.77	0.71	26 1.35 G+1.5 Vdo
72	HEA 340	ACIER E28	20.83	40.19	0.71	26 1.35 G+1.5 Vdo
4103	HEA 340	ACIER E28	74.98	10.72	0.71	30 G - 1.5 V domin
3966	HEA 340	ACIER E28	74.98	10.72	0.71	30 G - 1.5 V domin
406	HEA 340	ACIER E28	20.83	40.19	0.70	30 G - 1.5 V domin
417	HEA 340	ACIER E28	20.83	40.19	0.70	30 G - 1.5 V domin
4240	HEA 340	ACIER E28	74.98	10.72	0.68	30 G - 1.5 V domin
3829	HEA 340	ACIER E28	74.98	10.72	0.68	30 G - 1.5 V domin
3548	HEA 340	ACIER E28	74.98	46.89	0.66	31 G - 1.5 V longpa
248	HEA 340	ACIER E28	74.98	46.89	0.66	31 G - 1.5 V longpa
4682	IPE 360 gable	ACIER E28	7.36	29.04	0.65	26 1.35 G+1.5 Vdo
4050	HEA 340	ACIER E28	15.27	29.47	0.62	30 G - 1.5 V domin
3913	HEA 340	ACIER E28	15.27	29.47	0.62	30 G - 1.5 V domin
4187	HEA 340	ACIER E28	15.27	29.47	0.59	30 G - 1.5 V domin
3776	HEA 340	ACIER E28	15.27	29.47	0.59	30 G - 1.5 V domin
4377	HEA 340	ACIER E28	74.98	10.72	0.57	30 G - 1.5 V domin
3692	HEA 340	ACIER E28	74.98	10.72	0.57	30 G - 1.5 V domin
3389	HEA 340	ACIER E28	74.98	46.89	0.56	27 1.35 G+1.5 V lon
71	HEA 340	ACIER E28	74.98	46.89	0.56	27 1.35 G+1.5 V lon
75	HEA 340	ACIER E28	20.83	40.19	0.52	26 1.35 G+1.5 Vdo
376	HEA 340	ACIER E28	20.83	40.19	0.52	26 1.35 G+1.5 Vdo
405	HEA 340	ACIER E28	20.83	40.19	0.51	30 G - 1.5 V domin
416	HEA 340	ACIER E28	20.83	40.19	0.51	30 G - 1.5 V domin
74	HEA 340	ACIER E28	20.83	40.19	0.51	26 1.35 G+1.5 Vdo
385	HEA 340	ACIER E28	20.83	40.19	0.51	26 1.35 G+1.5 Vdo
397	HEA 340	ACIER E28	20.83	40.19	0.51	30 G - 1.5 V domin
415	HEA 340	ACIER E28	20.83	40.19	0.51	30 G - 1.5 V domin
73	HEA 340	ACIER E28	20.83	40.19	0.50	26 1.35 G+1.5 Vdo
387	HEA 340	ACIER E28	20.83	40.19	0.50	26 1.35 G+1.5 Vdo
4324	HEA 340	ACIER E28	15.27	29.47	0.50	30 G - 1.5 V domin
3639	HEA 340	ACIER E28	15.27	29.47	0.50	30 G - 1.5 V domin
396	HEA 340	ACIER E28	20.83	40.19	0.50	30 G - 1.5 V domin
407	HEA 340	ACIER E28	20.83	40.19	0.50	30 G - 1.5 V domin
247	HEA 340	ACIER E28	74.98	10.72	0.48	30 G - 1.5 V domin
3547	HEA 340	ACIER E28	74.98	10.72	0.48	30 G - 1.5 V domin
4678	IPE 330 gable	ACIER E28	22.06	84.56	0.43	30 G - 1.5 V domin
70	HEA 340	ACIER E28	74.98	10.72	0.42	30 G - 1.5 V domin
3388	HEA 340	ACIER E28	74.98	10.72	0.42	30 G - 1.5 V domin
194	HEA 340	ACIER E28	15.27	29.47	0.38	30 G - 1.5 V domin
3494	HEA 340	ACIER E28	15.27	29.47	0.38	30 G - 1.5 V domin
4705	IPE 330 gable	ACIER E28	20.25	78.24	0.36	30 G - 1.5 V domin
4082	HEA 340	ACIER E28	15.27	29.47	0.34	31 G - 1.5 V longpa
3945	HEA 340	ACIER E28	15.27	29.47	0.34	31 G - 1.5 V longpa
4706	IPE 330 gable	ACIER E28	1.81	7.00	0.34	30 G - 1.5 V domin
14	HEA 340	ACIER E28	15.27	29.47	0.34	26 1.35 G+1.5 Vdo

4706	OK	IPE 330 gable	ACIER E28	1.81	7.00	0.34	30 G - 1.5 V domin
14	OK	HEA 340	ACIER E28	15.27	29.47	0.34	26 1.35 G+1.5 Vdo
3335	OK	HEA 340	ACIER E28	15.27	29.47	0.34	26 1.35 G+1.5 Vdo
4677	OK	IPE 330 gable	ACIER E28	22.06	84.56	0.33	26 1.35 G+1.5 Vdo
3808	OK	HEA 340	ACIER E28	15.27	29.47	0.32	31 G - 1.5 V longpa
4219	OK	HEA 340	ACIER E28	15.27	29.47	0.32	31 G - 1.5 V longpa
4681	OK	IPE 360 gable	ACIER E28	5.02	19.80	0.31	26 1.35 G+1.5 Vdo
4704	OK	IPE 330 gable	ACIER E28	22.06	84.56	0.30	26 1.35 G+1.5 Vdo
4680	OK	2 CAE 90x12 t	ACIER E28	76.26	49.55	0.27	30 G - 1.5 V domin
4701	OK	HEA 340	ACIER E28	2.43	4.69	0.26	26 1.35 G+1.5 Vdo
3367	OK	HEA 340	ACIER E28	15.27	29.47	0.26	27 1.35 G+1.5 V lon
49	OK	HEA 340	ACIER E28	15.27	29.47	0.26	27 1.35 G+1.5 V lon
4679	OK	2 CAE 90x12 t	ACIER E28	76.26	49.55	0.25	30 G - 1.5 V domin
3671	OK	HEA 340	ACIER E28	15.27	29.47	0.24	31 G - 1.5 V longpa
4356	OK	HEA 340	ACIER E28	15.27	29.47	0.24	31 G - 1.5 V longpa
3526	OK	HEA 340	ACIER E28	15.27	29.47	0.21	31 G - 1.5 V longpa
226	OK	HEA 340	ACIER E28	15.27	29.47	0.21	31 G - 1.5 V longpa
4700	OK	HEA 340	ACIER E28	7.64	14.74	0.20	30 G - 1.5 V domin
4708	OK	HEA 340	ACIER E28	7.64	14.74	0.20	30 G - 1.5 V domin
4676	OK	2 CAE 90x12 t	ACIER E28	76.26	49.55	0.20	30 G - 1.5 V domin
4675	OK	2 CAE 90x12 t	ACIER E28	76.26	49.55	0.17	30 G - 1.5 V domin
4702	OK	2 CAE 90x12 t	ACIER E28	76.26	49.55	0.08	31 G - 1.5 V longpa
4703	OK	2 CAE 90x12 t	ACIER E28	76.26	49.55	0.07	31 G - 1.5 V longpa

CODE: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:
MEMBER: 3967 **POINT:** 1 **COORDINATE:** x = 0.00 L = 0.000 m

---

LOADS:
Governing Load Case: 31 G - 1.5 V longpan left 2*1.00+5*1.50

MATERIAL:
ACIER E28 fy = 275.000 MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 340

h=330.00 mm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=300.00 mm	Ay=11038.500 mm2	Az=4494.750 mm2	Ax=13347.000 mm2
tw=9.50 mm	Iy=276931000.000 mm4	Iz=74360000.000 mm4	Ix=1277100.000 mm4
tf=16.50 mm	Wply=1850480.000 mm3	Wplz=755950.000 mm3	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N,Ed = -98.639 kN	My,Ed = -412.179 kN*m	Mz,Ed = 0.013 kN*m	Vy,Ed = 0.026 kN
Nt,Rd = 3670.425 kN	My,pl,Rd = 508.882 kN*m	Mz,pl,Rd = 207.886 kN*m	Vy,T,Rd = 1752.111 kN
	My,c,Rd = 508.882 kN*m	Mz,c,Rd = 207.886 kN*m	Vz,Ed = 94.615 kN
	MN,y,Rd = 508.882 kN*m	MN,z,Rd = 207.886 kN*m	Vz,T,Rd = 713.524 kN
	Mb,Rd = 434.982 kN*m		Tt,Ed = 0.009 kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 1.00	Mcr = 967.893 kN*m	Curve,LT -	XLT = 0.81
Lcr,low=10.800 m	Lam_LT = 0.73	fi,LT = 0.83	XLT,mod = 0.85

BUCKLING PARAMETERS:

 About y axis:

 About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

N,Ed/Nt,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.3.(1))
My,Ed/MN,y,Rd = 0.81 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My,Ed/MN,y,Rd)^ 2.00 + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^1.00 = 0.66 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.13 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Global stability check of member:

My,Ed/Mb,Rd = 0.95 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

Section OK !!!

Annexe C

Vérification des assemblages

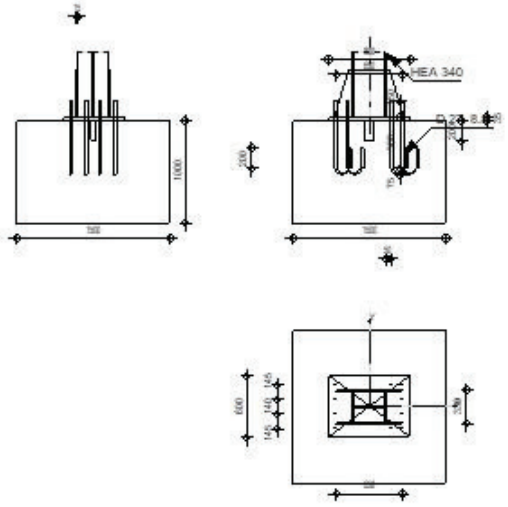
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Fixed column base design

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio **0.98**



GENERAL

Connection no.: 4
Connection name: Fixed column base
Structure node: 2395
Structure bars: 4104

GEOMETRY

COLUMN

Section: HEA 340
Bar no.: 4104

L_c =	10.800	[m]	Column length
α =	0.00	[Deg]	Inclination angle
h_c =	330	[mm]	Height of column section
b_{fc} =	300	[mm]	Width of column section
t_{wc} =	10	[mm]	Thickness of the web of column section
t_{fc} =	17	[mm]	Thickness of the flange of column section
r_c =	27	[mm]	Radius of column section fillet
A_c =	13347.000	[mm^2]	Cross-sectional area of a column
I_{yc} =	276931000.000	[mm^4]	Moment of inertia of the column section

Material: ACIER E28

f_{yc} =	275.000	[MPa]	Resistance
f_{uc} =	405.000	[MPa]	Yield strength of a material

COLUMN BASE

l_{pd} =	800	[mm]	Length
b_{pd} =	600	[mm]	Width
t_{pd} =	35	[mm]	Thickness

Material: ACIER E28

f_{ypd} =	275.000	[MPa]	Resistance
f_{upd} =	405.000	[MPa]	Yield strength of a material

ANCHORAGE

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class =	8.8		Anchor class
f_{yb} =	550.000	[MPa]	Yield strength of the anchor material
f_{ub} =	800.000	[MPa]	Tensile strength of the anchor material
d =	27	[mm]	Bolt diameter
A_s =	459.000	[mm^2]	Effective section area of a bolt
A_v =	572.555	[mm^2]	Area of bolt section
n_H =	4		Number of bolt columns
n_V =	4		Number of bolt rows

Horizontal spacing e_{Hi} = 430;110 [mm]
Vertical spacing e_{Vi} = 140;145 [mm]

Anchor dimensions

L_1 =	150	[mm]
L_2 =	500	[mm]
L_3 =	150	[mm]
L_4 =	200	[mm]

Washer

l_{wd} =	0	[mm]	Length
b_{wd} =	0	[mm]	Width
t_{wd} =	0	[mm]	Thickness

WEDGE

Section: IPE 100

l_w =	200	[mm]	Length

Material: ACIER E28

f_{yw} =	275.000	[MPa]	Resistance

STIFFENER

l_s =	650	[mm]	Length
w_s =	330	[mm]	Width
h_s =	450	[mm]	Height
t_s =	15	[mm]	Thickness
d_1 =	35	[mm]	Cut
d_2 =	35	[mm]	Cut

MATERIAL FACTORS

γ_{M0} =	1.00	Partial safety factor
γ_{M2} =	1.25	Partial safety factor
γ_C =	1.50	Partial safety factor

SPREAD FOOTING

L =	1500	[mm]	Spread footing length
B =	1500	[mm]	Spread footing width
H =	1000	[mm]	Spread footing height

Concrete

Class Utilisateur

f_{ck} =	352.500	[MPa]	Characteristic resistance for compression

Grout layer

t_g =	0	[mm]	Thickness of leveling layer (grout)
$f_{ck,g}$ =	12.000	[MPa]	Characteristic resistance for compression
$C_{f,d}$ =	0.30		Coeff. of friction between the base plate and concrete

WELDS

a_p =	8	[mm]	Footing plate of the column base
a_w =	8	[mm]	Wedge
a_s =	8	[mm]	Stiffeners

LOADS

Case: 30: G - 1.5 V domin right 2*1.00+4*1.50

$N_{j,Ed}$ =	280.804	[kN]	Axial force
$V_{j,Ed,y}$ =	-6.668	[kN]	Shear force
$V_{j,Ed,z}$ =	80.788	[kN]	Shear force
$M_{j,Ed,y}$ =	-321.582	[kN*m]	Bending moment
$M_{j,Ed,z}$ =	-0.748	[kN*m]	Bending moment

RESULTS

COMPRESSION ZONE

COMPRESSION OF CONCRETE

f_{cd} =	235.000	[MPa]	Design compressive resistance	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
f_j =	339.193	[MPa]	Design bearing resistance under the base plate	[6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c =	18	[mm]	Additional width of the bearing pressure zone	[6.2.5.(4)]
b_{eff} =	53	[mm]	Effective width of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
l_{eff} =	336	[mm]	Effective length of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
A_{c0} =	17791.605	[mm²]	Area of the joint between the base plate and the foundation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
A_{c1} =	160124.441	[mm²]	Maximum design area of load distribution	EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \le 3*A_{c0}*f_{cd}$

F_{rdu} =	12543.081	[kN]	Bearing resistance of concrete	EN 1992-1:[6.7.(3)]
β_j =	0.67		Reduction factor for compression	[6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} =	470.000	[MPa]	Design bearing resistance	[6.2.5.(7)]
$A_{c,y}$ =	35773.256	[mm²]	Bearing area for bending My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z}$ =	35273.464	[mm²]	Bearing area for bending Mz	[6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,y}$ =	16813.430	[kN]	Bearing resistance of concrete for bending My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z}$ =	16578.528	[kN]	Bearing resistance of concrete for bending Mz	[6.2.8.3.(1)]

COLUMN FLANGE AND WEB IN COMPRESSION

CL =	1.00		Section class	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y}$ =	5019230.000	[mm³]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y}$ =	1380.288	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]

CL =	1.00		Section class	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$h_{f,y}$ =	411	[mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$

$F_{c,fc,Rd,y}$ =	3354.801	[kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z}$ =	3827200.000	[mm^3]	Plastic section modulus	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z}$ =	1052.480	[kN*m]	Design resistance of the section for bending	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z}$ =	315	[mm]	Distance between the centroids of flanges	[6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$

$F_{c,fc,Rd,z}$ =	3341.206	[kN]	Resistance of the compressed flange and web	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE COMPRESSION ZONE

$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$

$F_{C,Rd,y}$ =	3354.801	[kN]	Resistance of spread footing in the compression zone	[6.2.8.3]

$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$

$F_{C,Rd,z}$ =	3341.206	[kN]	Resistance of spread footing in the compression zone	[6.2.8.3]

TENSION ZONE

STEEL FAILURE

A_b =	459.000	[mm^2]	Effective anchor area	[Table 3.4]
f_{ub} =	800.000	[MPa]	Tensile strength of the anchor material	[Table 3.4]
Beta =	0.85		Reduction factor of anchor resistance	[3.6.1.(3)]

$F_{t,Rd,s1} = beta*0.9*f_{ub}*A_b/\gamma_{M2}$

$F_{t,Rd,s1}$ =	224.726	[kN]	Anchor resistance to steel failure	[Table 3.4]

$F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$

$F_{t,Rd,s}$ =	224.726	[kN]	Anchor resistance to steel failure	

PULL-OUT FAILURE

f_{ck} =	352.500	[MPa]	Characteristic compressive strength of concrete	EN 1992-1:[3.1.2]

$f_{ctd} = 0.7*0.3*f_{ck}^{2/3}/\gamma_C$

f_{ctd} =	6.986	[MPa]	Design tensile resistance	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
η_1 =	1.00		Coeff. related to the quality of the bond conditions and concreting conditions	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
η_2 =	1.00		Coeff. related to the bar diameter	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$f_{bd} = 2.25*\eta_1*\eta_2*f_{ctd}$

f_{bd} =	15.719	[MPa]	Design value of the ultimate bond stress	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
h_{ef} =	500	[mm]	Effective anchorage depth	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$F_{t,Rd,p} = \pi*d*h_{ef}*f_{bd}$

$F_{t,Rd,p}$ =	666.654	[kN]	Design uplift capacity	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

TENSILE RESISTANCE OF AN ANCHOR

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p})$

$F_{t,Rd}$ =	224.726	[kN]	Tensile resistance of an anchor	

BENDING OF THE BASE PLATE

Bending moment $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1}$ =	208	[mm]	Effective length for a single bolt for mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2}$ =	208	[mm]	Effective length for a single bolt for mode 2	[6.2.6.5]
m =	41	[mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd}$ =	17.477	[kN*m]	Plastic resistance of a plate for mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd}$ =	17.477	[kN*m]	Plastic resistance of a plate for mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd}$ =	1707.228	[kN]	Resistance of a plate for mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd}$ =	878.776	[kN]	Resistance of a plate for mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd}$ =	898.906	[kN]	Resistance of a plate for mode 3	[6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,y}$ =	878.776	[kN]	Tension resistance of a plate	[6.2.4]

Bending moment $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1}$ =	190	[mm]	Effective length for a single bolt for mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2}$ =	190	[mm]	Effective length for a single bolt for mode 2	[6.2.6.5]
m =	41	[mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd}$ =	16.004	[kN*m]	Plastic resistance of a plate for mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd}$ =	16.004	[kN*m]	Plastic resistance of a plate for mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd}$ =	1563.261	[kN]	Resistance of a plate for mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd}$ =	846.783	[kN]	Resistance of a plate for mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd}$ =	898.906	[kN]	Resistance of a plate for mode 3	[6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,z}$ = 846.783 [kN] Tension resistance of a plate [6.2.4]

RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE TENSION ZONE

$N_{j,Rd}$ = 2572.343 [kN] Resistance of a spread footing for axial tension [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y}$ = 878.776 [kN] Resistance of a column base in the tension zone [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$

$F_{T,Rd,z}$ = 846.783 [kN] Resistance of a column base in the tension zone [6.2.8.3]

CONNECTION CAPACITY CHECK

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \le 1,0$ (6.24)	0.11 < 1.00	verified		(0.11)
e_y =	1145	[mm]	Axial force eccentricity	[6.2.8.3]
$z_{c,y}$ =	206	[mm]	Lever arm $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y}$ =	325	[mm]	Lever arm $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y}$ =	395.363	[kN*m]	Connection resistance for bending	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \le 1,0$ (6.23)	0.81 < 1.00	verified		(0.81)
e_z =	3	[mm]	Axial force eccentricity	[6.2.8.3]
$z_{c,z}$ =	157	[mm]	Lever arm $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z}$ =	215	[mm]	Lever arm $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z}$ =	4.456	[kN*m]	Connection resistance for bending	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \le 1,0$ (6.23)	0.17 < 1.00	verified		(0.17)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \le 1,0$	0.98 < 1.00	verified		(0.98)

SHEAR

BEARING PRESSURE OF AN ANCHOR BOLT ONTO THE BASE PLATE

Shear force $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y}$ = 0.98	Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear	[Table 3.4]
$\alpha_{b,y}$ = 0.98	Coeff. for resistance calculation $F_{1,vb,Rd}$	[Table 3.4]
$k_{1,y}$ = 2.50	Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear	[Table 3.4]

$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,y}$ = 747.853 [kN] Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate [6.2.2.(7)]

Shear force $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z}$ = 0.86	Coeff. taking account of the bolt position - in the direction of shear	[Table 3.4]
$\alpha_{b,z}$ = 0.86	Coeff. for resistance calculation $F_{1,vb,Rd}$	[Table 3.4]
$k_{1,z}$ = 2.50	Coeff. taking account of the bolt position - perpendicularly to the direction of shear	[Table 3.4]

$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,z}$ = 659.871 [kN] Resistance of an anchor bolt for bearing pressure onto the base plate [6.2.2.(7)]

SHEAR OF AN ANCHOR BOLT

α_b =	0.28		Coeff. for resistance calculation $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
A_{vb} =	572.555	[mm^2]	Area of bolt section	[6.2.2.(7)]
f_{ub} =	800.000	[MPa]	Tensile strength of the anchor material	[6.2.2.(7)]
γ_{M2} =	1.25		Partial safety factor	[6.2.2.(7)]

$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$

$F_{2,vb,Rd}$ = 100.770 [kN] Shear resistance of a bolt - without lever arm [6.2.2.(7)]

SPLITTING RESISTANCE

$C_{f,d}$ = 0.30 Coeff. of friction between the base plate and concrete [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed}$ = 0.000 [kN] Compressive force [6.2.2.(6)]

$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$

$F_{f,Rd}$ = 0.000 [kN] Slip resistance [6.2.2.(6)]

BEARING PRESSURE OF THE WEDGE ONTO CONCRETE

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * l_w * b_{wy} * f_{ck} / \gamma_c$

$F_{v,Rd,wg,y}$ = 6580.000 [kN] Resistance for bearing pressure of the wedge onto concrete

$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * b_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$

$F_{v,Rd,wg,z}$ = 3619.000 [kN] Resistance for bearing pressure of the wedge onto concrete

SHEAR CHECK

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y}$ = 7789.237 [kN] Connection resistance for shear

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \le 1,0$	0.00 < 1.00	verified	(0.00)

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z}$ = 4828.237 [kN] Connection resistance for shear

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \le 1,0$	0.02 < 1.00	verified	(0.02)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \le 1,0$	0.02 < 1.00	verified	(0.02)

STIFFENER CHECK

Trapezoid plate parallel to the column web

M_1 = 58.153 [kN*m] Bending moment acting on a stiffener

Q_1 = 363.459 [kN] Shear force acting on a stiffener

z_s = 112 [mm] Location of the neutral axis (from the plate base)

I_s = 356595108.696 [mm⁴] Moment of inertia of a stiffener

σ_d = 12.621 [MPa]	Normal stress on the contact surface between stiffener and plate		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_g = 60.765 [MPa]	Normal stress in upper fibers		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
τ = 53.846 [MPa]	Tangent stress in a stiffener		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_z = 94.114 [MPa]	Equivalent stress on the contact surface between stiffener and plate		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \le 1.0$ (6.1)	0.34 < 1.00	verified	(0.34)

Stiffener perpendicular to the web (along the extension of the column flanges)

M_1 = 7.436 [kN*m] Bending moment acting on a stiffener

Q_1 = 148.718 [kN] Shear force acting on a stiffener

z_s = 96 [mm] Location of the neutral axis (from the plate base)

I_s = 383151832.329 [mm⁴] Moment of inertia of a stiffener

σ_d = 1.191 [MPa]	Normal stress on the contact surface between stiffener and plate		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_g = 7.542 [MPa]	Normal stress in upper fibers		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
τ = 22.032 [MPa]	Tangent stress in a stiffener		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_z = 38.180 [MPa]	Equivalent stress on the contact surface between stiffener and plate		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \le 1.0$ (6.1)	0.14 < 1.00	verified	(0.14)

WELDS BETWEEN THE COLUMN AND THE BASE PLATE

$\sigma_\perp$ = 44.041 [MPa]	Normal stress in a weld		[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ = 44.041 [MPa]	Perpendicular tangent stress		[4.5.3.(7)]
τ_{yII} = -0.641 [MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,y}$		[4.5.3.(7)]
τ_{zII} = 3.162 [MPa]	Tangent stress parallel to $V_{j,Ed,z}$		[4.5.3.(7)]
β_W = 0.85	Resistance-dependent coefficient		[4.5.3.(7)]
$\sigma_\perp / (0.9 * f_u/\gamma_{M2}) \le 1.0$ (4.1)	0.15 < 1.00	verified	(0.15)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W * \gamma_{M2})) \le 1.0$ (4.1)	0.23 < 1.00	verified	(0.23)

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0.15 < 1.00	verified	(0.15)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0.20 < 1.00	verified	(0.20)

VERTICAL WELDS OF STIFFENERS

Trapezoid plate parallel to the column web

$\sigma_\perp$ =	0.000	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	0.000	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
τ_{II} =	50.480	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
σ_z =	0.000	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
β_W =	0.85		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
max ($\sigma_\perp$, τ_{II} * $\sqrt{3}$, σ_z) / ($f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})$) ≤ 1.0 (4.1)	0.23 < 1.00	verified		(0.23)

Stiffener perpendicular to the web (along the extension of the column flanges)

$\sigma_\perp$ =	9.737	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	9.737	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
τ_{II} =	20.655	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
σ_z =	40.733	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
β_W =	0.85		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
max ($\sigma_\perp$, τ_{II} * $\sqrt{3}$, σ_z) / ($f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})$) ≤ 1.0 (4.1)	0.11 < 1.00	verified		(0.11)

TRANSVERSAL WELDS OF STIFFENERS

Trapezoid plate parallel to the column web

$\sigma_\perp$ =	100.392	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	100.392	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
τ_{II} =	62.830	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
σ_z =	228.380	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
β_W =	0.85		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
max ($\sigma_\perp$, τ_{II} * $\sqrt{3}$, σ_z) / ($f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})$) ≤ 1.0 (4.1)	0.60 < 1.00	verified		(0.60)

Stiffener perpendicular to the web (along the extension of the column flanges)

$\sigma_\perp$ =	0.000	[MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.(7)]
$\tau_\perp$ =	0.000	[MPa]	Perpendicular tangent stress	[4.5.3.(7)]
τ_{II} =	29.953	[MPa]	Parallel tangent stress	[4.5.3.(7)]
σ_z =	51.881	[MPa]	Total equivalent stress	[4.5.3.(7)]
β_W =	0.85		Resistance-dependent coefficient	[4.5.3.(7)]
max ($\sigma_\perp$, τ_{II} * $\sqrt{3}$, σ_z) / ($f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})$) ≤ 1.0 (4.1)	0.14 < 1.00	verified		(0.14)

CONNECTION STIFFNESS

Bending moment $M_{j,Ed,y}$

b_{eff} =	53	[mm]	Effective width of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]
l_{eff} =	336	[mm]	Effective length of the bearing pressure zone under the flange	[6.2.5.(3)]

$k_{13,y} = E_c*\sqrt{(b_{eff}*l_{eff})}/(1.275*E)$

$k_{13,y}$ =	105	[mm]	Stiffness coeff. of compressed concrete	[Table 6.11]
l_{eff} =	208	[mm]	Effective length for a single bolt for mode 2	[6.2.6.5]
m =	41	[mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]

$k_{15,y} = 0.425*l_{eff}*t_p^3/(m^3)$

$k_{15,y}$ =	55	[mm]	Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension	[Table 6.11]
L_b =	265	[mm]	Effective anchorage depth	[Table 6.11]

$k_{16,y} = 1.6*A_b/L_b$

$k_{16,y}$ =	3	[mm]	Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension	[Table 6.11]

$\lambda_{0,y}$ =	0.86		Column slenderness	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y}$ =	76293.643	[kN*m]	Initial rotational stiffness	[Table 6.12]
$S_{j,rig,y}$ =	27414.227	[kN*m]	Stiffness of a rigid connection	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y}$ RIGID				[5.2.2.5.(2)]

Bending moment $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})}/(1.275*E)$

$k_{13,z}$ =	147	[mm]	Stiffness coeff. of compressed concrete	[Table 6.11]
l_{eff} =	190	[mm]	Effective length for a single bolt for mode 2	[6.2.6.5]
m =	41	[mm]	Distance of a bolt from the stiffening edge	[6.2.6.5]

$k_{15,z} = 0.425*l_{eff}*t_p^3/(m^3)$

$k_{15,z}$ =	50	[mm]	Stiffness coeff. of the base plate subjected to tension	[Table 6.11]
L_b =	265	[mm]	Effective anchorage depth	[Table 6.11]

$k_{16,z} = 1.6*A_b/L_b$

$k_{16,z}$ =	3	[mm]	Stiffness coeff. of an anchor subjected to tension	[Table 6.11]
$\lambda_{0,z}$ =	1.67		Column slenderness	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z}$ =	51092.355	[kN*m]	Initial rotational stiffness	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z}$ =	23616.494	[kN*m]	Stiffness of a rigid connection	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGID				[5.2.2.5.(2)]

WEAKEST COMPONENT:

BASE PLATE - BENDING

REMARKS

Anchor curvature radius is too small. 75 [mm] < 81 [mm]
Web weld thickness < 3 mm 35 [mm] >= 15 [mm]

Connection conforms to the code Ratio 0.98

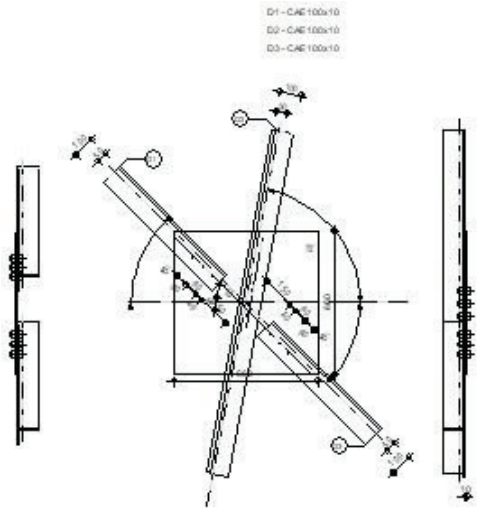
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020

Calculations of the connection with the gusset plate

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio **0.11**



GENERAL

Connection no.: 5
Connection name: Gusset plate: bracing
Structure node: 9
Structure bars: 4870, 757, 4870, 758,

GEOMETRY

BARS

		Bar 1	Bar 2-4	Bar 3			
Bar no.:		4870	757	4870			
Section:		CAE 100x10	CAE 100x10	CAE 100x10			
	h	100	100	100			mm
	b_f	100	100	100			mm
	t_w	10	10	10			mm
	t_f	10	10	10			mm
	r	12	12	12			mm
	A	1915.000	1915.000	1915.000			mm2
Material:		ACIER E28	ACIER E28	ACIER E28			
	f_y	275.000	275.000	275.000			MPa
	f_u	405.000	405.000	405.000			MPa
Angle	α	45.00	79.24	45.00			Deg
Length	l	0.000	0.000	0.000			m

BOLTS

Bar 1

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class =	4.8		Bolt class
d =	16	[mm]	Bolt diameter
d_0 =	18	[mm]	Bolt opening diameter
A_s =	157.000	[mm^2]	Effective section area of a bolt
A_v =	201.062	[mm^2]	Area of bolt section
f_{yb} =	280.000	[MPa]	Yield point
f_{ub} =	400.000	[MPa]	Bolt tensile resistance
n =	3		Number of bolt columns

Bolt spacing 60;60 [mm]

e_1 =	40	[mm]	Distance of the center of gravity of first bolt from the member end
e_2 =	50	[mm]	Distance of the axis of bolts from the member edge
e_c =	150	[mm]	Distance of the member end from the point of intersection of member axes

Bar 2-4

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class =	4.8		Bolt class
d =	16	[mm]	Bolt diameter
d_0 =	18	[mm]	Bolt opening diameter
A_s =	157.000	[mm^2]	Effective section area of a bolt
A_v =	201.062	[mm^2]	Area of bolt section
f_{yb} =	280.000	[MPa]	Yield point
f_{ub} =	400.000	[MPa]	Bolt tensile resistance
n =	3		Number of bolt columns

Bolt spacing 60;60 [mm]

e_2 =	50	[mm]	Distance of the axis of bolts from the member edge

Bar 3

The shear plane passes through the UNTHREADED portion of the bolt.

Class =	4.8		Bolt class
d =	16	[mm]	Bolt diameter
d_0 =	18	[mm]	Bolt opening diameter
A_s =	157.000	[mm^2]	Effective section area of a bolt
A_v =	201.062	[mm^2]	Area of bolt section
f_{yb} =	280.000	[MPa]	Yield point
f_{ub} =	400.000	[MPa]	Bolt tensile resistance
n =	3		Number of bolt columns

Bolt spacing 60;60 [mm]

e_1 =	40	[mm]	Distance of the center of gravity of first bolt from the member end
e_2 =	50	[mm]	Distance of the axis of bolts from the member edge
e_c =	150	[mm]	Distance of the member end from the point of intersection of member axes

GUSSET PLATE

l_p =	660	[mm]	Plate length
h_p =	660	[mm]	Plate height
t_p =	10	[mm]	Plate thickness

Parameters

h_1 =	0	[mm]	Cut
v_1 =	0	[mm]	Cut
h_2 =	0	[mm]	Cut
v_2 =	0	[mm]	Cut

h_1 = 0 [mm] Cut
h_3 = 0 [mm] Cut
v_3 = 0 [mm] Cut
h_4 = 0 [mm] Cut
v_4 = 0 [mm] Cut
Center of gravity of the plate with respect to the center of gravity of bars (0;0)
e_V = 330 [mm] Vertical distance of the plate edge from the point of intersection of member axes
e_H = 330 [mm] Horizontal distance of the plate edge from the point of intersection of member axes
Material: ACIER E28
f_y = 275.000 [MPa] Resistance

MATERIAL FACTORS

γ_{M0} =	1.00	Partial safety factor	[2.2]
γ_{M2} =	1.25	Partial safety factor	[2.2]

LOADS

Case: 26: 1.35 G+1.5 Vdomin right 2*1.35+4*1.50

$N_{b1,Ed}$ =	-11.535	[kN]	Axial force
$N_{b2,Ed}$ =	52.541	[kN]	Axial force
$N_{b3,Ed}$ =	-11.456	[kN]	Axial force
$N_{b4,Ed}$ =	52.351	[kN]	Axial force

RESULTS

BAR 1

BOLT CAPACITIES

$F_{v,Rd}$ = 38.604 [kN] Shear resistance of the shank of a single bolt $F_{v,Rd}= 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$

Bolt bearing on the bar

Direction x

k_{1x} =	2.50	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x}=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
k_{1x} > 0.0	2.50 > 0.00	verified	
α_{bx} =	0.74	Coefficient determined by bolt spacing	$\alpha_{bx}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
α_{bx} > 0.0	0.74 > 0.00	verified	

$F_{b,Rd1x}$ = 96.000 [kN] Design capacity in the limit state of plastification of the opening wall $F_{b,Rd1x}=k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Direction z

k_{1z} =	2.50	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1z}=\min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
k_{1z} > 0.0	2.50 > 0.00	verified	
α_{bz} =	0.93	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
α_{bz} > 0.0	0.93 > 0.00	verified	

$F_{b,Rd1z}$ = 120.000 [kN] Bearing resistance of a single bolt $F_{b,Rd1z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Bolt bearing on the plate

Direction x

k_{1x} =	2.50	Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_1=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
k_{1x} > 0.0	2.50 > 0.00	verified	
α_{bx} =	0.86	Coefficient determined by bolt spacing	$\alpha_{bx}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
α_{bx} > 0.0	0.86 > 0.00	verified	

$F_{b,Rd2x}$ = 111.600 [kN] Design capacity in the limit state of plastification of the opening wall $F_{b,Rd2x}=k_1*\alpha_b*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Direction z

k_{1z} =	2.50		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1z}=\min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
k_{1z} > 0.0			2.50 > 0.00	verified
α_{bz} =	0.99		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
α_{bz} > 0.0			0.99 > 0.00	verified
$F_{b,Rd2z}$ =	128.000	[kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

VERIFICATION OF A CONNECTION DUE TO FORCES ACTING ON BOLTS

Bolt shear

e =	22	[mm]	Axial force eccentricity relative to the bolt axis	
M_0 =	-0.251	[kN*m]	Real bending moment	$M_0=N_{b1,Ed}*e$
F_{NSd} =	-3.845	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force	$F_{NSd} = N_{b1,Ed}/n$
F_{MSd} =	-2.093	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment	$F_{MSd}=M_0*x_{max}/\Sigma x_i^2$
$F_{x,Ed}$ =	-3.845	[kN]	Design total force in a bolt on the direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed}$ =	-2.093	[kN]	Design total force in a bolt on the direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
F_{Ed} =	4.378	[kN]	Resultant shear force in a bolt	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
F_{Rdx} =	96.000	[kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x	$F_{Rdx}=\min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
F_{Rdz} =	120.000	[kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z	$F_{Rdz}=\min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$\lvert F_{x,Ed}\rvert \le F_{Rdx}$			|-3.845| < 96.000	verified (0.04)
$\lvert F_{z,Ed}\rvert \le F_{Rdz}$			|-2.093| < 120.000	verified (0.02)
$F_{Ed} \le F_{vRd}$			4.378 < 38.604	verified (0.11)

VERIFICATION OF A SECTION WEAKENED BY OPENINGS

β_3 =	0.57		Reduction coefficient	[Table 3.8]
A_{net} =	1735.000	[mm²]	Net cross-sectional area	$A_{net} = A - d_0*t_{f1}$
$N_{u,Rd}$ =	318.546	[kN]	Design plastic resistance of the net section	$N_{u,Rd} = (\beta_3*A_{net}*f_{u1})/\gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd}$ =	473.962	[kN]	Design plastic resistance of the gross section	$N_{pl,Rd} = (0.9*A*f_{y1})/\gamma_{M2}$
$\lvert N_{b1,Ed}\rvert \le N_{u,Rd}$			|-11.535| < 318.546	verified (0.04)
$\lvert N_{b1,Ed}\rvert \le N_{pl,Rd}$			|-11.535| < 473.962	verified (0.02)

BAR VERIFICATION - BLOCK TEARING

A_{nt} =	410.000	[mm²]	Net area of the section in tension	
A_{nv} =	1150.000	[mm²]	Area of the section in shear	
V_{effRd} =	249.007	[kN]	Design capacity of a section weakened by openings	$V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$
$\lvert N_{b1,Ed}\rvert \le V_{effRd}$			|-11.535| < 249.007	verified (0.05)

BAR 2-4

BOLT CAPACITIES

$F_{v,Rd}$ =	38.604	[kN]	Shear resistance of the shank of a single bolt	$F_{v,Rd}= 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$

Bolt bearing on the bar

Direction x

k_{1x} =	2.50		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x}=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
k_{1x} > 0.0			2.50 > 0.00	verified
α_{bx} =	0.74		Coefficient determined by bolt spacing	$\alpha_{bx}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
α_{bx} > 0.0			0.74 > 0.00	verified
$F_{b,Rd1x}$ =	96.000	[kN]	Design capacity in the limit state of plastification of the opening wall	$F_{b,Rd1x}=k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Direction z

k_{1z} =	2.50		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1z}=\min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
k_{1z} > 0.0			2.50 > 0.00	verified

α_{bz} = 0.93		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		0.93 > 0.00	verified	
$F_{b,Rd1z}$ = 120.000	[kN]	Bearing resistance of a single bolt		$F_{b,Rd1z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Bolt bearing on the plate

Direction x

k_{1x} = 2.50		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$k_1=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		2.50 > 0.00	verified	
α_{bx} = 0.86		Coefficient determined by bolt spacing		$\alpha_{bx}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$		0.86 > 0.00	verified	
$F_{b,Rd2x}$ = 111.600	[kN]	Design capacity in the limit state of plastification of the opening wall		$F_{b,Rd2x}=k_1*\alpha_b*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Direction z

k_{1z} = 2.50		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$k_{1z}=\min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$		2.50 > 0.00	verified	
α_{bz} = 0.99		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$		$\alpha_{bz}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$		0.99 > 0.00	verified	
$F_{b,Rd2z}$ = 128.000	[kN]	Bearing resistance of a single bolt		$F_{b,Rd2z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

VERIFICATION OF A CONNECTION DUE TO FORCES ACTING ON BOLTS

Bolt shear

e = 22	[mm]	Axial force eccentricity relative to the bolt axis		
M_0 = 0.004	[kN*m]	Real bending moment		$M_0=N_{b2,Ed}*e$
F_{NSd} = 0.064	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force		$F_{NSd} = N_{b2,Ed}/n$
F_{MSd} = 0.035	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment		$F_{MSd}=M_0*x_{max}/\Sigma x_i^2$
$F_{x,Ed}$ = 0.064	[kN]	Design total force in a bolt on the direction x		$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed}$ = 0.035	[kN]	Design total force in a bolt on the direction z		$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
F_{Ed} = 0.072	[kN]	Resultant shear force in a bolt		$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
F_{Rdx} = 96.000	[kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x		$F_{Rdx}=\min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
F_{Rdz} = 120.000	[kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z		$F_{Rdz}=\min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$\lvert F_{x,Ed}\rvert \le F_{Rdx}$		|0.064| < 96.000	verified	(0.00)
$\lvert F_{z,Ed}\rvert \le F_{Rdz}$		|0.035| < 120.000	verified	(0.00)
$F_{Ed} \le F_{vRd}$		0.072 < 38.604	verified	(0.00)

VERIFICATION OF A SECTION WEAKENED BY OPENINGS

β_3 = 0.57		Reduction coefficient		[Table 3.8]
A_{net} = 1735.000	[mm²]	Net cross-sectional area		$A_{net} = A - d_0*t_{f2}$
$N_{u,Rd}$ = 318.546	[kN]	Design plastic resistance of the net section		$N_{u,Rd} = (\beta_3*A_{net}*f_{u2})/\gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd}$ = 473.962	[kN]	Design plastic resistance of the gross section		$N_{pl,Rd} = (0.9*A*f_{y2})/\gamma_{M2}$
$\lvert N_{b2,Ed}\rvert \le N_{u,Rd}$		|0.191| < 318.546	verified	(0.00)
$\lvert N_{b2,Ed}\rvert \le N_{pl,Rd}$		|0.191| < 473.962	verified	(0.00)

BAR VERIFICATION - BLOCK TEARING

A_{nt} = 410.000	[mm²]	Net area of the section in tension		
A_{nv} = 1150.000	[mm²]	Area of the section in shear		
V_{effRd} = 249.007	[kN]	Design capacity of a section weakened by openings		$V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$
$\lvert N_{b2,Ed}\rvert \le V_{effRd}$		|0.191| < 249.007	verified	(0.00)

BAR 3

BOLT CAPACITIES

$F_{v,Rd}$ = 38.604	[kN]	Shear resistance of the shank of a single bolt		$F_{v,Rd}= 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$

Bolt bearing on the bar

Direction x

k_{1x} =	2.50		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1x}=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
k_{1x} > 0.0			2.50 > 0.00	verified
α_{bx} =	0.74		Coefficient determined by bolt spacing	$\alpha_{bx}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
α_{bx} > 0.0			0.74 > 0.00	verified
$F_{b,Rd1x}$ =	96.000	[kN]	Design capacity in the limit state of plastification of the opening wall	$F_{b,Rd1x}=k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Direction z

k_{1z} =	2.50		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1z}=\min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
k_{1z} > 0.0			2.50 > 0.00	verified
α_{bz} =	0.93		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
α_{bz} > 0.0			0.93 > 0.00	verified
$F_{b,Rd1z}$ =	120.000	[kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd1z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Bolt bearing on the plate

Direction x

k_{1x} =	2.50		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_1=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
k_{1x} > 0.0			2.50 > 0.00	verified
α_{bx} =	0.86		Coefficient determined by bolt spacing	$\alpha_{bx}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
α_{bx} > 0.0			0.86 > 0.00	verified
$F_{b,Rd2x}$ =	111.600	[kN]	Design capacity in the limit state of plastification of the opening wall	$F_{b,Rd2x}=k_1*\alpha_b*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

Direction z

k_{1z} =	2.50		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$k_{1z}=\min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
k_{1z} > 0.0			2.50 > 0.00	verified
α_{bz} =	0.99		Coefficient for calculation of $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
α_{bz} > 0.0			0.99 > 0.00	verified
$F_{b,Rd2z}$ =	128.000	[kN]	Bearing resistance of a single bolt	$F_{b,Rd2z}=k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t_i/\gamma_{M2}$

VERIFICATION OF A CONNECTION DUE TO FORCES ACTING ON BOLTS

Bolt shear

e =	22	[mm]	Axial force eccentricity relative to the bolt axis		
M_0 =	-0.249	[kN*m]	Real bending moment		$M_0=N_{b3,Ed}*e$
F_{NSd} =	-3.819	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the longitudinal force		$F_{NSd} = N_{b3,Ed}/n$
F_{MSd} =	-2.079	[kN]	Component force in a bolt due to influence of the moment		$F_{MSd}=M_0*x_{max}/\Sigma x_i^2$
$F_{x,Ed}$ =	-3.819	[kN]	Design total force in a bolt on the direction x		$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed}$ =	-2.079	[kN]	Design total force in a bolt on the direction z		$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
F_{Ed} =	4.348	[kN]	Resultant shear force in a bolt		$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
F_{Rdx} =	96.000	[kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction x		$F_{Rdx}=\min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
F_{Rdz} =	120.000	[kN]	Effective design capacity of a bolt on the direction z		$F_{Rdz}=\min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$\lvert F_{x,Ed}\rvert \le F_{Rdx}$			|-3.819| < 96.000	verified	(0.04)
$\lvert F_{z,Ed}\rvert \le F_{Rdz}$			|-2.079| < 120.000	verified	(0.02)
$F_{Ed} \le F_{vRd}$			4.348 < 38.604	verified	(0.11)

VERIFICATION OF A SECTION WEAKENED BY OPENINGS

β_3 =	0.57		Reduction coefficient		[Table 3.8]
A_{net} =	1735.000	[mm^2]	Net cross-sectional area		$A_{net} = A - d_0*t_{f3}$
$N_{u,Rd}$ =	318.546	[kN]	Design plastic resistance of the net section		$N_{u,Rd} = (\beta_3*A_{net}*f_{u3})/\gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd}$ =	473.962	[kN]	Design plastic resistance of the gross section		$N_{pl,Rd} = (0.9*A*f_{y3})/\gamma_{M2}$
$\lvert N_{b3,Ed}\rvert \le N_{u,Rd}$			|-11.456| < 318.546	verified	(0.04)
$\lvert N_{b3,Ed}\rvert \le N_{pl,Rd}$			|-11.456| < 473.962	verified	(0.02)

BAR VERIFICATION - BLOCK TEARING

A_{nt} =	410.000	[mm²]	Net area of the section in tension
A_{nv} =	1150.000	[mm²]	Area of the section in shear
V_{effRd} =	249.007	[kN]	Design capacity of a section weakened by openings $V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$

$|N_{b3,Ed}| \leq V_{effRd}$ |-11.456| < 249.007 verified (0.05)

Connection conforms to the code Ratio 0.11

Annexe D

Devis quantitatif (nombre et poids des éléments).

Type	Number	Length (m)	Unit weight (kG/m)	Painting area (m2)	Total weight (kG)
2 CAE 90x12 truss diago	20	4.810	31.87	67.53	3066
2 CAE 120x13 truss sup inf	20	15.000	46.63	281.40	13989
2 CAE 120x13 truss sup inf	20	15.110	46.63	283.46	14092
CAE90x10 hori bra	36	6.000	13.45	75.82	2906
CAE 100x10	2	3.400	15.04	2.65	102
CAE 100x10	15	6.000	15.04	35.10	1353
CAE 100x10	36	6.530	15.04	91.68	3535
CAE 100x10	84	6.680	15.04	218.84	8438
CAE 100x10	24	6.710	15.04	62.81	2422
CAE 100x10	11	6.790	15.04	29.13	1123
CAE 100x10	36	6.840	15.04	96.03	3703
CAE 100x10	24	6.950	15.04	65.05	2508
CAE 100x10	36	7.010	15.04	98.42	3795
CAE 100x10	18	7.220	15.04	50.68	1954
HEA 180 eave strut	72	6.000	35.53	442.37	15351
HEA 340	20	2.200	104.80	78.98	4611
HEA 340	16	3.000	104.80	86.16	5030
HEA 340	20	10.800	104.80	387.72	22637
IPE 200 pannes	198	6.000	22.36	912.38	26569
IPE 220 solives	8	6.000	26.20	40.70	1258
IPE 330 gable colu	8	5.800	49.17	58.19	2281
IPE 330 gable colu	8	6.050	49.17	60.69	2380
IPE 330 gable colu	4	6.310	49.17	31.65	1241
IPE 360 gable colu	8	7.800	57.11	84.43	3564
UPN 160 side rails	42	5.800	18.85	132.76	4591
UPN 160 side rails	324	6.000	18.85	1059.48	36638
UPN 160 side rails	42	6.050	18.85	138.48	4789
UPN 160 side rails	21	6.310	18.85	72.22	2497
Total per sections					
2 CAE 90x8 truss montant	190	433.600	21.82	304.39	9459
2 CAE 90x12 truss diago	200	648.000	31.87	454.90	20650
2 CAE 120x13 truss sup inf	40	602.200	46.63	564.86	28081
CAE90x10 hori bra	36	216.000	13.45	75.82	2906
CAE 100x10	286	1924.090	15.04	750.40	28935
HEA 180 eave strut	72	432.000	35.53	442.37	15351
HEA 340	56	308.000	104.80	552.86	32278
IPE 200 pannes	198	1188.000	22.36	912.38	26569
IPE 220 solives	8	48.000	26.20	40.70	1258
IPE 330 gable colu	20	120.040	49.17	150.53	5902
IPE 360 gable colu	8	62.400	57.11	84.43	3564
UPN 160 side rails	429	2574.210	18.85	1402.94	48516
Total				5736.58	223468

FIGURE D.1 – Poids de la structure.

Réferences bibliographiques

[1] Lahlou Dahmani. Calcul pratique des elements de construction metalliques selon les nouveaux reglements. 1iere édition 2020.

[2] Design of steel structures to eurocodes. Vayas, Ioannis and Ermopoulos, John and Ioannidis, George. 2019. Springer

[3] Design handbook for braced composite steel-concrete buildings according to Eurocode 4. Schleich, Jean Baptiste and Mathieu, Jules and Conan, Yves. 2000. ECCS.

[4] Règlement Neige & Vent (version 2013). Document Technique Réglementaire (D. T.R. C 2-4. 7). Centre National d'Etudes et de Recherches Intégrées du Bâtiment.

[5] Charges permanentes et charges d'exploitation. Document technique réglementaire DTR B.C 2.2 Ministère de l'habitat.

[6] Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97". DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE D.T.R.-B.C.-2.44. CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLiÔÙÉÈ ÈN GENIE PARASISMIOUE

[7] EN 1993-1-8 (2005) (English). Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints. Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC.

[8] EN 1993-1-5 (2006) (English): Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-5: General rules - Plated structural elements. Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC.

[9] EN 1993-6 (2007) (English): Eurocode 3: Design of steel structures - Part 6: Crane supporting structures.

EN 1993-6 (2007) (English): Eurocode 3: Design of steel structures - Part 6: Crane supporting structures Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC.

[10] EN 1991-3 (2006) (English): Eurocode 1: Actions on structures - Part 3: Actions induced by cranes and machinery. Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC.