

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانشون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

Thème

**Etude d'un hangar en charpente métallique
(à usage de maintenance équipé d'un pont
roulant de 32 tonnes et une mezzanine)**

Présenté par :

LADJAL Hadjer

Encadré par :

Mr BELLEILI Billel
Mr CHIKH Benazouz

Promotion 2025 / 2026

Remerciement

Je rends grâce à Dieu Tout-Puissant pour m'avoir accordé la volonté, le courage et les moyens nécessaires afin d'accomplir ce travail dans les meilleures conditions.

*Je tiens à adresser mes remerciements à **Monsieur BELLEILI** pour son encadrement. J'exprime également ma profonde gratitude à **Monsieur TAFRAOUT** pour le temps qu'il m'a consacré, ainsi que pour son aide précieuse et son soutien dans les moments de besoin.*

*Je remercie aussi **Monsieur DJIDJILI** pour ses orientations et ses conseils avisés.*

*Je remercie chaleureusement **Madame BOUKEZZI** pour la qualité de son enseignement en charpente métallique, ainsi que pour son engagement à nous transmettre des bases théoriques solides qui m'ont été particulièrement utiles dans la réalisation de ce travail. Mes remerciements s'adressent également à **Monsieur CHIKH**, qui m'a orienté vers ce domaine fascinant et enrichissant.*

*Mes remerciements les plus particuliers vont à **ANKI Djamel** ; sans son aide, ce travail aurait été bien plus difficile à accomplir. Je lui suis profondément reconnaissant pour sa disponibilité constante, son soutien sans limite ainsi que pour son écoute attentive.*

J'adresse également mes remerciements à tous les anciens étudiants de l'école qui ont toujours été présents pour me fournir les documents nécessaires et les informations utiles ayant contribué à l'avancement de ce travail.

Je tiens enfin à exprimer toute ma reconnaissance à ma famille pour son soutien indéfectible, ses encouragements constants et sa confiance, qui ont constitué une véritable source de motivation et de persévérance.

Mes remerciements vont aussi aux membres du jury pour l'honneur qu'ils me font en examinant ce travail et pour le temps consacré à son évaluation.

Dédicace

Tout d'abord, je remercie Dieu de m'avoir guidée vers ce domaine et de m'avoir donné la force, la patience et le courage nécessaires pour mener ce travail à terme et clôturer ce chapitre important de ma vie.

À moi, celle qui a toujours gardé une étincelle de positivité au cœur de l'obscurité la plus totale, celle qui n'a jamais cessé de se relever malgré la profondeur des chutes et la dureté des épreuves. Je dédie ce travail, fruit de mes efforts, de ma résilience et de ma confiance en l'avenir. Qu'il soit le symbole de chaque obstacle surmonté, de chaque leçon apprise et de chaque rêve poursuivi avec conviction.

Je dédie ce travail à ma mère, la lumière de ma vie, celle qui a toujours été présente à travers son inquiétude, ses prières et ses encouragements, et qui n'a jamais cessé de croire en moi.

À mon père, le pilier de ma vie, celui qui m'a toujours affirmé que j'étais intelligente et capable, et qui m'a épargné tant de difficultés grâce à son soutien et ses sacrifices.

À mon frère, qui n'a jamais cessé de prendre de mes nouvelles et de me soutenir.

À mes sœurs :

***Amina**, celle qui est toujours là pour écouter, réconforter et faire plaisir ;*

***Nesrine**, avec qui je partage toutes mes histoires et mes souvenirs ;*

***Imene**, qui essaie toujours de me pousser vers l'avant et de me motiver à donner le meilleur de moi-même.*

Et à mon petit chou Elias, source de joie et de bonheur.

*Je dédie ce travail à mes amis d'enfance, **Lamis** et **Bougui**, qui ont toujours été présents pour me soutenir dans les bons comme dans les mauvais moments. Témoins de mes différentes étapes de vie, ils n'ont jamais cessé de m'encourager et de croire en moi. Leur présence constante et leur amitié sincère ont été une véritable force tout au long de mon parcours.*

*Je dédie également ce travail à mes chers amis, ceux qui ont rendu ce parcours plus facile, plus agréable et rempli de beaux souvenirs : **Ikram**, **Sameh**, **Ikram** et **haythem**. Vous resterez toujours gravés dans ma mémoire et dans mon cœur.*

Enfin, à toutes les personnes que j'ai rencontrées au cours de mon parcours dans cette école, celles qui m'ont aidée, soutenue ou simplement appris une leçon qui m'a permis de grandir. Même si nos chemins se sont éloignés aujourd'hui, je garde une pensée reconnaissante pour chacune d'entre elles, car elles ont toutes laissé une trace dans mon parcours.

ملخص

يتناول هذا المشروع دراسة هنغار بهيكل معدني مخصص لورشة صيانة ميكانيكية ببلدية تبالبالة، ولاية بشار. يضم المنشأ طابقاً نصفياً بأرضية مختلطة ورافعة علوية مزدوجة الجسر بقدر 32 طناً.

أنجزت الدراسة وفقاً لمتطلبات منطقة الرياح 1 ومنطقة الثلوج D والمنطقة الزلزالية I. ونظراً لأهمية أحمال الرياح، تم اعتماد جملونات سقفية شبكية لتقليل وزن الهيكل وتحسين مقاومته، كما صُممت الأعمدة بشكل شبكي لتحمل الأحمال الكبيرة الناتجة عن الرافعة العلوية.

شملت الدراسة تحديد الأحمال وتصميم والتحقق من العناصر الإنشائية وأنظمة التثبيت والوصلات والأساسات. أجريت الحسابات الإنشائية باستخدام برنامج Autodesk Robot Structural Analysis، بينما أنجزت المخططات التنفيذية باستعمال AutoCAD. وقد سمحت هذه الدراسة بتصميم منشأ يحقق شروط السلامة والاستقرار والكفاءة الإنشائية.

لكلمات المفتاحية

- ورشة صيانة ميكانيكية
- هيكل معدني
- رافعة علوية
- جسر سير الرافعة
- طابق نصف
- نظام شبكي (جملونات)
- أحمال الرياح
- أحمال الثلوج
- التأثيرات الزلزالية
- التحليل الإنشائي

Résumé

Ce projet de fin d'études concerne l'étude d'un hangar métallique destiné à un atelier de maintenance mécanique à Tabelbala (wilaya de Béchar), comprenant une mezzanine en plancher mixte et un pont roulant bipoutre de 32 tonnes.

La structure est conçue selon les normes des zones de vent 1, neige D et sismique I, et soumise aux actions du vent, de la neige, des séismes ainsi qu'aux charges dynamiques du pont roulant. En raison de l'importance des efforts, les fermes et les poteaux ont été réalisés en treillis afin d'améliorer la résistance et l'efficacité structurelle.

L'étude a porté sur le dimensionnement et la vérification des éléments porteurs, des contreventements, des assemblages et des fondations, ainsi que sur l'analyse du plancher mixte. Les calculs ont été réalisés avec Autodesk Robot Structural Analysis et les plans avec AutoCAD, garantissant une structure stable, sûre et performante.

Mots clés

- Atelier de maintenance
- Charpente métallique.
- Pont roulant.
- Poutre de roulement
- Mezzanine.
- Treillis
- Action du vent.
- Effort sismique.

Abstract

This final-year project focuses on the analysis of a steel structure hangar intended for a mechanical maintenance workshop in Tabelbala, Béchar. The structure includes a mezzanine floor with a composite slab system and a 32-ton double-girder overhead crane.

The study was carried out according to the requirements of wind zone 1, snow zone D, and seismic zone I. Due to the significant wind loads, the roof structure was designed using trusses to improve resistance and reduce structural weight. The columns were also designed as truss elements to withstand the important loads generated by the overhead crane.

The work included the determination of loads, the design and verification of structural elements, bracing systems, connections, and foundations. Structural calculations were performed using Autodesk Robot Structural Analysis, while the execution drawings were prepared using AutoCAD. The final design satisfies the requirements of safety, stability, and structural performance.

Keywords

- Mechanical maintenance workshop
- Steel structure
- Overhead crane
- Crane runway beam
- Mezzanine floor
- Truss structure
- Wind loads
- Seismic actions

Liste des figures	I
Liste des tableaux.....	IV
Principales notations	VI
Liste des symboles	IX

CHAPITRE I : GENERALITES

Introduction générale.....	1
I.I Introduction	5
I.II Présentation de l'ouvrage	5
I.II.1 Description de l'ouvrage.....	5
I.II.2 Lieu d'implantation.....	5
I.II.3 Caractéristiques de l'ouvrage.....	5
I.II.3.1 Les ouvertures.....	6
I.II.3.2 La toiture.....	6
I.II.3.3 Le pont roulant.....	6
I.II.3.4 Système de contreventement	6
I.II.3.5 Le plancher	7
I.II.3.6 L'escalier	7
I.II.3.7 Les assemblages	7
I.II.3.8 Les fondations.....	7
I.III Matériaux.....	10
I.III.1 L'acier	10
I.III.1.1 Caractéristique de l'acier de construction	10
I.III.1.2 Caractéristique de l'acier des armatures	11
I.III.2 Le béton	12
I.III.3.1 Résistance caractéristique de béton	12
I.IV Récapitulatif.....	13

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

II.I Introduction	15
II.II Actions du vent.....	15
II.II.1 Calcul de la pression dynamique de la pointe.....	15
II.II.2 Calcul de la pression aérodynamique.....	16
II.II.2.1 Coefficient de pression extérieure (C_{pe})	16
II.II.2.2 Coefficient de pression intérieur (C_{pi}).....	21
II.III Action du sable	25

II.IV	Action de la variation à la température.....	25
-------	--	----

CHAPITRE III: PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.I	Introduction	27
III.II	Les pannes	27
III.II.1	Dimensionnement des pannes	28
III.II.2	Combinaisons de charges la plus défavorable.....	29
III.II.2.1	Charges permanentes	29
III.II.2.2	Surcharges d'exploitation	29
III.II.2.3	L'action du vent.....	30
III.II.2.4	Combinaisons	30
III.II.3	Vérification de la flèche	31
III.II.4	Vérification de la résistance et la stabilité.....	31
III.II.4.1	Classification de section	31
III.II.4.2	Vérification de la flexion déviée	32
III.II.4.3	Vérification d'interaction effort tranchant-moment fléchissant	32
III.II.4.4	Vérification au déversement	33
III.III	Les lisses de bardages.....	34
III.III.1	Dimensionnement des lisses.....	34
III.III.2	La combinaison de charges la plus défavorables	34
III.III.2.1	Charges permanentes	34
III.III.2.2	Les charges climatiques	35
III.III.2.3	Combinaison à l'ELU	35
III.III.2.4	Combinaison à l'ELS.....	35
III.III.3	Vérification de la flèche	35
III.III.3.1	Flèche horizontale (due au vent).....	35
III.III.3.2	Flèche verticale (due au poids propre).....	35
III.III.3.3	Flèche totale	35
III.III.4	Vérification de la résistance et la stabilité.....	35
III.III.4.1	Classification de section	35
III.III.4.2	Vérification de la flexion déviée.....	36
III.III.4.3	Vérification au déversement	36
III.IV	Les potelets	37
III.IV.1	Dimensionnement des potelets.....	38
III.IV.2	Combinaison de charges.....	38
III.IV.2.1	Charges permanentes	38

III.IV.2.2	Charges du vent.....	38
III.IV.2.3	Combinaison à l'ELS	39
III.IV.2.4	Combinaison à l'ELU	39
III.IV.3	Vérifications	39
III.IV.3.1	Classification de profilé	39
III.IV.3.2	Vérification de la résistance en section.....	39
III.IV.3.3	Vérification de la résistance au flambement	40
III.V	Récapitulatif.....	41

CHAPITRE IV: ETUDE DU PLANCHER ET DE L'ESCALIER

IV.I	Introduction	42
IV.II	Dimensionnement des solives	43
IV.II.1	Disposition des solives	43
IV.II.2	Vérification au stade de montage	43
IV.II.3	Évaluation des charges	44
IV.II.3.1	Les charges permanentes G	44
IV.II.3.2	Les charges d'exploitation Q	44
IV.II.3.3	Combinaison de charges	44
IV.II.4	Vérification de la flèche	44
IV.II.5	Vérification des instabilités à l'ELU	44
IV.II.5.1	Classification du profilé.....	44
IV.II.5.2	Résistance en section	45
IV.II.5.3	Vérification d'effort tranchant et interaction M et V.....	45
IV.II.5.4	Vérification de déversement	45
IV.II.6	Vérification au stade finale	46
IV.II.7	Détermination de la position de l'axe neutre	46
IV.II.7.1	Calcul de <i>b_{eff}</i>	46
IV.II.7.2	L'axe neutre	47
IV.II.7.3	Inertie de la section mixte.....	48
IV.II.8	Evaluation des charges	48
IV.II.8.1	Les Charges permanentes G	48
IV.II.8.2	Les charges d'exploitation Q	49
IV.II.8.3	Combinaison de charges	49
IV.II.9	Vérification de la flèche	49
IV.II.10	Vérification de la résistance en section à l'ELU	49
IV.III	Calcul des connecteurs	50

IV.III.1	Calcul de l'effort de cisaillement <i>Vl</i>	50
IV.III.2	Calcul de l'effort résistant de connecteur <i>PRd</i>	50
IV.IV	Vérification des poutres maitresses et longitudinales.....	51
IV.IV.1	Dimensionnement de la poutre palière.....	53
IV.IV.2	Evaluation des charges	53
IV.IV.2.1	Les charges permanentes	53
IV.IV.2.2	Les charges d'exploitation Q	54
IV.IV.2.3	Combinaison de charges	54
IV.IV.3	Vérification de la flèche	54
IV.IV.4	Vérification des instabilités à l'ELU	54
IV.IV.4.1	Résistance en section	54
IV.IV.4.2	Vérification d'effort tranchant et interaction M et V	55
IV.V	Les escaliers.....	55
IV.V.1	Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier	56
IV.V.2	Vérification des supports de marche	57
IV.V.2.1	Évaluation des charges.....	57
IV.V.2.2	Dimensionnement des supports de marches	58
IV.V.3	Vérification à l'ELS	58
IV.V.4	Vérification à l'ELU.....	58
IV.V.4.1	Classification de section	58
IV.V.4.2	Résistance en section	59
IV.V.4.3	Vérification d'effort tranchant	59
IV.V.5	Dimensionnement du limon	59
IV.V.5.1	Évaluation des charges.....	59
IV.V.5.2	Vérification	60
IV.VI	Récapitulatif.....	61

CHAPITRE V: ETUDE DE LA POUTRE DE ROULEMENT

V.I	Introduction	63
V.II	Présentation du pont roulant	64
V.III	Dimensionnement de la poutre de roulement	65
V.III.1	Calcul des charges	66
V.III.1.1	Charges verticales.....	66
V.III.1.2	Charges horizontales.....	72
V.III.2	Choix du profilé	80
V.III.2.1	La flèche verticale	81

V.III.2.2	La flèche horizontale	82
V.III.2.3	Vérification des instabilités à L'ELU	83
V.III.2.4	La flèche verticale	85
V.III.2.5	La flèche horizontale	85
V.III.2.6	Vérification des instabilités à L'ELU	86

CHAPITRE VI:ETUDE DES PORTIQUES

VI.I	Introduction	92
VI.II	Conception des portiques.....	92
VI.III	Etude des fermes.....	92
VI.III.1	Evaluation des charges	93
VI.III.2	Dimensionnement des fermes	93
VI.III.2.1	Membrure supérieure	93
VI.III.2.2	Membrure inférieure	96
VI.III.2.3	Diagonales.....	96
VI.III.2.4	Montants	98
VI.III.2.5	Vérification par Robot	100
VI.IV	Etude des poteaux	101
VI.IV.1	Poteau aile administrative	102
VI.IV.2	Poteau aile industrielle	103
VI.IV.2.1	Vérification des flèches à l'ELS	104
VI.IV.2.2	Vérification au flambement des membrures	106
VI.IV.2.3	Vérification des diagonales.....	107
VI.IV.2.4	Vérification des montants	107
VI.V	Récapitulatif.....	108

CHAPITRE VII: ETUDE DES CONTREVENTEMENT

VII.I	Introduction	110
VII.II	Calcul de la poutre au vent	110
VII.II.1	Evaluation des efforts horizontaux.....	110
VII.II.2	Détermination de <i>F_{vi}</i>	111
VII.II.3	Détermination de <i>F_{fr}</i>	111
VII.II.4	Détermination de <i>ΔF_i</i>	112
VII.II.5	Dimensionnement des diagonales	112
VII.II.5.1	Prédimensionnement des diagonales	113
VII.III	Calcul des palées de stabilité	114
VII.III.1	Partie 1 du hangar.....	114

VII.III.1.1	Prédimensionnement des diagonales	115
VII.III.2	Parties 2.3 du hangar	116
VII.III.2.1	Prédimensionnement des diagonales	117
VII.III.2.2	Vérification de la résistance à la traction	117
VII.IV	Calcul des sablières	118
VII.IV.1	Prédimensionnement des sablières	118
VII.IV.1.1	Classification de la section.....	118
VII.IV.1.2	Vérification de la résistance au flambement	119
VII.IV.1.3	Vérification de la résistance du flambement et flexion.....	119
VII.IV.1.4	Vérification de la résistance au déversement.....	120
VII.V	Conclusion	121

CHAPITRE VIII: ETUDE SISMIQUE

VIII.I	Introduction	123
VIII.II	Classification de la structure.....	123
VIII.II.1	Coefficient d'importance « I »	123
VIII.II.2	Le coefficient d'accélération de zone « A ».....	123
VIII.II.3	Catégorie de site	124
VIII.II.4	Le coefficient de comportement « R »	124
VIII.II.5	Facteur de qualité « Q_F »	124
VIII.III	Analyse sismique par Robot	125
VIII.IV	Méthode statique équivalente	128
VIII.IV.1	Estimation de la période empirique	128
VIII.IV.2	Spectre de calcul	129
VIII.V	Méthode modale spectrale	129
VIII.V.1	Spectres de réponse sur Robot	130
VIII.V.2	Force sismique à la base.....	130

CHAPITRE IX : VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

IX.I	Introduction	133
IX.II	Les assemblages soudés.....	133
IX.II.1	Méthode de calcul	134
IX.II.1.1	Cordon de la semelle	134
IX.II.1.2	Cordons de l'âme.....	135
IX.II.2	Application numérique	136
IX.II.2.1	Cordons de la semelle.....	136
IX.II.2.2	Cordons de l'âme.....	136

IX.III	Les assemblages boulonnés	136
IX.III.1	Les boulons ordinaires	137
IX.III.1.1	Assemblage solive (IPE200) -poutre maitresse (IPE500).....	137
IX.IV	Assemblage diagonale de stabilité avec poteau.....	140
IX.IV.1	Choix et disposition des boulons.....	140
IX.IV.1.1	Disposition des boulons	140
IX.IV.1.2	Vérification de la résistance d'assemblage	141
IX.IV.1.3	Résistance des pièces à la pression diamétrale	141
IX.V	Pieds de poteaux	141
IX.V.1	Dimensionnement de la plaque d'assise.....	142
IX.V.1.1	Résistances de calcul des matériaux	142
IX.V.1.2	Dimensions et caractéristiques de la plaque d'assise.....	142
IX.V.2	Verification des tiges d'ancrages	144
IX.V.2.1	Résistance des tiges d'ancrages vis-à-vis le cisaillement	144
IX.V.2.2	Résistance de tiges à l'effort de soulèvement	144

CHAPITRE X: ETUDE DES FONDATIONS

X.I	Introduction	134
X.II	Dimensionnement de fût de fondation.....	134
IX.V.3	Dimensions de fût en plan.....	134
IX.V.4	Hauteur de fût.....	135
IX.V.5	Ferraillage longitudinale de fût	135
IX.V.6	Ferraillage transversale du fût	137
X.III	Dimensionnement de semelle de fondation.....	138
IX.V.7	Dimensions de semelle en plan	138
IX.V.8	Épaisseur de fondation	138
X.III.1.1	Vérification de portance de sol	139
X.III.1.2	Vérification au poinçonnement	139
X.III.1.3	Ferraillage de la semelle	140
X.III.1.4	Ferraillage longitudinale.....	140
X.III.1.5	Ferraillage transversale.....	141
	Conclusion générale	144
	Références bibliographiques	147
	Annexe A.....	149
	Annexe B.....	153
	Annexe C.....	160

Liste des figures

CHAPITRE I : GENERALITES

Figure I.1 : Plan 3D de l'ouvrage.	8
Figure I.2: Vue de pignon-A-.	8
Figure I.3: Vue de pignon-M-.	9
Figure I.4: Vue de long-pan 1.	9
Figure I.5: Vue de long-pan 7.	9
Figure I.6 : Diagramme de calcul des contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.	11
Figure I.7 : diagramme contrainte-déformation béton à l'ELU.	12

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

Figure II.1: légende pour les parois verticales.	17
Figure II.2: Surfaces des parois verticales (V1).	17
Figure II.3: légende pour les toitures à deux versants(V1).	18
Figure II.4: Surfaces de la toiture (V1).	19
Figure II.5: Surfaces des parois verticales (V2).	19
Figure II.6: légende pour les toitures à deux versants(V2).	20
Figure II.7: Surface de la toiture (V2).	20
Figure II.8 : face dominante (D).	22
Figure II.9: face dominante(E).	23
Figure II.10 : face dominante (A, B, C).	24
Figure II.11: charge linéique à prendre dans notre cas.	25
Figure II. 12 : déplacement max sous effet de température.	26

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1: les éléments secondaires.	27
Figure III.2 : Vue en élévation de l'implantation des pannes.	28

CHAPITRE IV : ETUDE DU PLANCHER ET DE L'ESCALIER

Figure IV.1 : plancher collaborant.	42
Figure IV.2: plan des solives.	43
Figure IV.3 : largeur participante de la dalle.	47
Figure IV.4 : contrainte du plancher collaborant.	47
Figure IV.5: liaison solive-dalle.	51
Figure IV.6 : modélisation de la dalle.	52
Figure IV.7: vérification par robot.	53
Figure IV.8: composantes de l'escalier.	56
Figure IV.9: schéma statique de l'escalier.	57
Figure IV.10: éléments constructifs d'une marche.	57
Figure IV.11 : Modélisation par robot.	60

Figure IV.12: Résultats Robot.....	61
------------------------------------	----

CHAPITRE V : ETUDE DE LA POUTRE DE ROULEMENT

Figure V.1 : vue en élévation du pont.	63
Figure V.2: vue en plan du pont.	64
Figure V.3: pont roulant ZLK ABUS bipoutre.	64
Figure V.4: Fiche technique du pont roulant ZLK ABUS.	65
Figure V.5: données relatives au chariot.	65
Figure V.6: définitions des charges verticales.	66
Figure V.7: position en charges.....	68
Figure V.8: position à vide.	68
Figure V.9: Représentation des charges horizontales.	73

CHAPITRE VI : ETUDE DES PORTIQUES

Figure VI.1: composants des fermes treillis.....	92
Figure VI.2: effort de traction maximal dans la membrure supérieure sous $G-1.5V$	93
Figure VI.3 : effort maximal de compression dans la membrure sup sous $1.35G+1.5S$	94
Figure VI.4: efforts max dans les diagonales sous $G+1.5V$	96
Figure VI.5 : efforts max dans les montants sous $G+1.5V$	98
Figure VI.6: Modélisation ferme.....	100
Figure VI.7 : vérification par robot.	101
Figure VI.8 : Modélisation portique aile administrative.	102
Figure VI.9 : vérification poteau aile administrative.	103
Figure VI 10 : flèche verticale max sous $G+V$	104
Figure VI 11 : flèche horizontales max sous $G+V$	104
Figure VI 12 : effort normal max dans les poteaux.....	105
Figure VI 13 : sections du poteau composé.	105

CHAPITRE VII : ETUDE DES CONTREVENTEMENT

Figure VII.1 : illustration des contreventements longitudinaux.....	110
Figure VII.2 : poutres au vent.....	111
Figure VII.3 : efforts dans les diagonales.....	113
Figure VII.4 : palée de stabilité de la partie.....	114
Figure VII.5 : efforts des diagonales de palée 1.....	115
Figure VII.6 : palée de stabilité 2.....	116
Figure VII.7 : effort dans les diagonales de palée 2.....	117

CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE

Figure VIII. 1 : matériaux utilisés.	125
Figure VIII.2 : normes utilisées.....	126
Figure VIII.3 : unités utilisées.....	126
Figure VIII.4 : modèle 3D de la structure.	127
Figure VIII.5 : modèle 3D de la partie1	127
Figure VIII.6 : modèle 3D de la partie 2.	127

Figure VIII.7 : modèle 3D de la partie 3.	128
Figure VIII.8 : Schéma du spectre de réponse suivant X et Y.	130

CHAPITRE IX : VEREFICATION DES ASSEMBLAGES

Figure IX.1 : définition conventionnelle des contraintes dans le cordon.	133
Figure IX.2 : boulon ordinaire.	137
Figure IX.3 : assemblage solive-poutre maitresse.	138
Figure IX.4: effort max solive sous $1.35G+1.5Q$	139
Figure IX.5 : Assemblage diagonale poteau.	140

CHAPITRE X : ETUDE DES FONDATIONS

Figure X.1 : Liaison poteau–fondation par platine d’assise.	134
Figure X.2 : détail de fut.	135
Figure X.3 : interface de calcul.	136
Figure X.4 : ferrailage de fut.	136
Figure X.5 : ferrailage du fut.	137
Figure X.6 : dimensions de la fondation.	138
Figure X.7 : croquis de ferrailage de la semelle.	142

Liste des tableaux

CHAPITRE II : ETUDE CLIMATIQUE

Tableau II.1: Valeurs de la pression dynamique de référence.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.2: récapitulatif du calcul de la pression dynamique.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.3: valeurs de surfaces et des coefficient <i>Cpe(parois verticales)</i> (V1).	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.4 : valeurs de surfaces et des coefficient <i>Cpe(toiture)</i> (V1).	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.5: valeurs de surfaces et des coefficient <i>Cpe(parois verticales)</i> (V2).	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.6 : valeurs de surfaces et des coefficient <i>Cpe(toiture)</i> (V2).	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.7: Valeurs de la pression aérodynamique(V1).....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.8: Valeurs de la pression aérodynamique(V1).....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau II.9: Valeurs de la pression aérodynamique(V2).....	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1: Caractéristique des profilés.	29
Tableau III.2: <i>projection du G</i>	29
Tableau III.3: projection du Q.	30
Tableau III.4: Combinaison d'actions à l'ELS.	30
Tableau III.5: combinaison d'actions à l'ELU.	30
Tableau III.6 : <i>les moments ultimes</i>	30
Tableau III.7: Vérification de l'effort tranchant.	33
Tableau III.8: vérification au déversement.	34
Tableau III.9: caractéristique du profilé.	34
Tableau III.10: <i>Vérification flexion déviée</i>	36
Tableau III.11: vérification au déversement.	37
Tableau III.12 : caractéristique de IPE360.	38
Tableau III.13: paramètres du flambement.	40

CHAPITRE IV : ETUDE DU PLANCHER

Tableau IV.1 : caractéristique du profilé IPE200.	43
Tableau IV.2 : vérification au déversement.	46
Tableau IV.3 : caractéristique du profilé IPE330.	53
Tableau IV.4 : caractéristique des cornières 40*40*4.	58

CHAPITRE V : ETUDE DU PONT ROULANT

Tableau V.1: coefficients dynamiques.	66
Tableau V.2: valeurs des coefficients dynamiques.	67
Tableau V.3 : groupe de cas de charges à vide.	69

Tableau V.4: Groupe de cas de charge en charge.	70
Tableau V.5 : Valeurs des $\lambda S, i, j, k$	77

CHAPITRE VI : ETUDE DES PORTIQUES

Figure VI.1: composants des fermes treillis.....	92
Figure VI.2: effort de traction maximal dans la membrure supérieure sous G-1.5V.....	93
Figure VI.3 : effort maximal de compression dans la membrure sup sous 1.35G+1.5S.....	94
Figure VI.4: efforts max dans les diagonales sous G+1.5V.....	96
Figure VI.5 : efforts max dans les montants sous G+1.5V.	98
Figure VI.6: Modélisation ferme.....	100
Figure VI.7 : vérification par robot.	101
Figure VI.8 : Modélisation portique aile administrative.	102
Figure VI.9 : vérification poteau aile administrative.	103
Figure VI 10 : flèche verticale max sous G+V.....	104
Figure VI 11 : flèche horizontales max sous G+V.....	104
Figure VI 12 : effort normal max dans les poteaux.....	105
Figure VI 13 : sections du poteau composé.	105

CHAPITRE VII : ETUDE DES CONTREVENTEMENT

Tableau VII.1: valeur du <i>F_{vi}</i>	111
Tableau VII.2 : valeurs de <i>F_i</i>	112
Tableau VII.3 : paramètre du flambement.	119
Tableau VII.4 : vérification au déversement.	120

CHAPITRE VIII : ETUDE SISMIQUE

Tableau VIII.1 : Valeurs du coefficient de comportement, R.	124
Tableau VIII.2 : Valeurs du facteur qualité.....	124
Tableau VIII.3 : Profilés opté pour la modélisation.....	125
Tableau VIII.4 : Périodes empiriques et de calcul.	129
Tableau VIII.5 : l'effort sismique à la base.....	129
Tableau VIII.6 : vérification de l'efforts tranchants dynamiques à la base.	131

CHAPITRE IX : VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

Tableau IX.1 : pièces assemblées par soudage.....	133
Tableau IX.2 : caractéristique du matériau.	136
Tableau IX.3 : caractéristiques des profilés.	136
Tableau IX.4 : cordons de la semelle des assemblages.....	136
Tableau IX.5 : cordons de l'âme des assemblages.....	136
Tableau IX.6 : Caractéristique du boulon de classe 8.8.	138
Tableau IX.7: Caractéristique du boulon de classe 5.6.	140
Tableau IX.8 : Caractéristique des tiges M24 classe 5.8.....	144

Principales notations

A_a : Aire de la section de l'acier.	cm^2
A_{fr} : Aire de la surface extérieure parallèle au vent.	cm^2
A_{net} : Section nette d'une pièce.	cm^2
A_s : Aire de la Section résistante à la traction du boulon.	cm^2
A_v : Aire de cisaillement.	cm^2
$A_{v,eff}$: Aire efficace de cisaillement.	cm^2
A_w : Section de l'âme.	cm^2
b : Largeur de la semelle.	mm
b_{eff} : Largeur efficace.	mm
$B_{p,Rd}$: Résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement.	daN
C_1, C_2 : Facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.	/
C_d : Coefficient de pression dynamique.	/
C_{fr} : Coefficient de frottement.	/
C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.	/
C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.	/
C_r : Coefficient de rugosité.	/
C_t : Coefficient de topographie.	/
d_0 : Diamètre de perçage des trous de boulon.	mm
d : Diamètre de boulon.	mm
d : Entraxe, longueur libre de l'âme.	mm
d : Profondeur du bâtiment.	m
e : Distance entre galets du sommier.	m
$e_{(1,2)}$: Pince (longitudinale/transversale).	m

E : Module d'élasticité longitudinale.	MPa
ELS : Etat limite de service.	/
ELU : Etat limite ultime.	/
E_{cm} : Module sécant d'élasticité moyen.	MPa
f : Flèche de la poutre.	mm
F_{bRd} : Résistance à la pression diamétrale.	daN
$F_{t,Rd}$: Résistance d'un boulon à la traction.	daN
$F_{v,Rd}$: Résistance d'un boulon au cisaillement.	daN
F_e : Limite élastique de l'acier.	MPa
f_y : Contrainte de rupture d'une pièce.	MPa
f_{yb} : Limite d'élasticité d'un boulon.	MPa
G : Charge permanente.	daN
G : Module d'élasticité transversale.	MPa
g : largeur de la marche(viron).	cm
h : Hauteur du bâtiment.	m
h_e : Hauteur de l'étage.	m
h_p : Hauteur du poteau.	m
h : Hauteur du profilé.	mm
i : Rayon de giration.	cm
I : Moment d'inertie.	cm^4
I_v : Intensité de la turbulence.	/
k_t : Le facteur de terrain.	/
$k_{y,z}$: Coefficient de flambement-flexion.	/
L : longueur.	m
M_u : Moment ultime.	daN.m
M_{sd} : Moment fléchissant.	daN.m
M_{Rd} : Moment résistant.	daN.m
N_{sd} : Effort normal.	daN
N_{csd} : Effort normal de compression.	daN

N_{tsd} : Effort normal de traction.	daN
N_{plRd} : Effort normal résistant.	daN
p : Entraxe.	mm
P_{Rd} : Résistance de calcul d'une cornière soudé sur la solive.	N
Q : Charge d'exploitation.	daN
RPA : Règlement parasismique Algérien.	/
S : Charge caractéristique de la neige.	daN
t_f : Epaisseur de la semelle.	mm
t_w : Epaisseur de l'âme.	mm
t_p : Epaisseur de la platine.	mm
t_{ch} : Epaisseur de l'échantignole.	mm
V_{sd} : Effort tranchant.	daN
$V_{pl,Rd}$: Effort de résistance au cisaillement.	daN
W_{pl} : Module de résistance plastique.	cm^3
W_{el} : Module de résistance élastique.	cm^3
Z_e : Hauteur de référence.	m

Liste des symboles

α : Angle de la toiture.	/
θ : Direction du vent.	/
β_M : Facteur de moment uniforme équivalent.	/
β_M : Facteur de corrélation.	/
γ : Poids volumique.	/
γ_M : Coefficient partiel de sécurité.	/
γ_{Mb} : Coefficient de sécurité de boulon.	/
γ_{Ms} : Coefficient de sécurité de soudure.	/
λ : Elancement.	/
$\bar{\lambda}$: Elancement réduit.	/
χ : Coefficient de réduction de flambement.	/
χ_{LT} : Coefficient de déversement.	/
σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.	MPa
$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton.	MPa
σ_s : Contrainte dans l'acier.	MPa
$\overline{\sigma}_s$: Contrainte limite de service dans l'acier.	MPa
τ : Contrainte de cisaillement.	MPa

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

La charpente métallique occupe une place essentielle dans la construction industrielle moderne grâce à sa résistance, sa légèreté et sa capacité à couvrir de grandes portées sans appuis intermédiaires. Elle permet la réalisation de hangars fonctionnels, rapides à exécuter et adaptés aux besoins des ateliers de maintenance et des activités industrielles.

Ce projet de fin d'études porte sur l'étude et la conception d'un hangar industriel en charpente métallique destiné à un atelier de maintenance, intégrant des mezzanines et un pont roulant de 32 tonnes. L'ouvrage étudié présente une longueur totale de 82 m, divisée en trois parties, avec une largeur de 31,2 m et une hauteur au pignon de 14 m.

La structure est constituée de portiques métalliques stabilisés par un système de contreventement et repose sur des fondations en béton armé adaptées aux efforts transmis. L'étude prend en compte les principales sollicitations réglementaires, notamment les actions du vent, de la neige et les effets sismiques, ainsi que les charges dynamiques du pont roulant.

La conception et le calcul de ce hangar respectent strictement les normes et réglementations en vigueur en Algérie, notamment :

- Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024)
- Code de Calcul des Structures Métalliques (CCM97)
- Eurocodes 3 et 4
- Règlement Neige et Vent 2013 – DTR BC2.47 / RNVA 2013

Ces références normatives garantissent une prise en compte rigoureuse des sollicitations climatiques, notamment celles liées à la neige et au vent, afin d'assurer la sécurité et la pérennité de la structure

Les calculs et la modélisation ont été réalisés à l'aide de logiciels spécialisés tels que Autodesk Robot Structural Analysis, AutoCAD, permettant une conception fiable et optimisée.

Enfin, ce mémoire est structuré en dix chapitres :

I. Généralités

Dans le premier chapitre, nous avons présenté les données générales de l'ouvrage, notamment son emplacement géographique, ses dimensions ainsi que les matériaux utilisés.

II. Étude climatique

Étant donné que les structures métalliques sont légères et fortement exposées au vent, nous avons commencé par le calcul des actions climatiques afin de déterminer la pression aérodynamique appliquée sur les différentes façades de l'ouvrage.

III. Pré dimensionnement des éléments secondaires

Après la détermination des charges climatiques, nous avons procédé au choix et à la vérification des profils des éléments secondaires (pannes, lisses de bardage et potelets) chargés de transmettre les efforts aux éléments principaux.

IV. Étude du plancher

Le chapitre 4 est consacré au dimensionnement des poutres mixtes constituant le plancher ainsi qu'à l'étude de l'escalier collaborant, destiné à supporter les charges d'exploitation (personnel et bureaux).

V. Étude du pont roulant

Dans le cinquième chapitre, nous avons analysé le pont roulant en déterminant ses réactions verticales et horizontales, puis nous avons dimensionné la poutre de roulement adaptée pour reprendre les charges transmises.

VI. Étude des portiques

Après la détermination de l'ensemble des sollicitations horizontales et verticales, nous avons procédé au dimensionnement des portiques (fermes et poteaux), dont le rôle principal est d'assurer la stabilité globale de la structure en transmettant les efforts vers les fondations.

VII. Étude des contreventements

Nous avons ensuite dimensionné les contreventements horizontaux et verticaux, dont la fonction est de reprendre les efforts horizontaux dus au vent et au déplacement du pont roulant et de les transmettre jusqu'aux fondations.

VIII. Étude sismique

Ce chapitre est consacré à l'analyse sismique de la structure, incluant la modélisation du bâtiment ainsi que le calcul du joint de dilatation.

IX. Vérification des assemblages

Nous avons étudié les différents assemblages des éléments structuraux en détaillant les méthodes et critères de conception afin de garantir la stabilité et la rigidité de l'ensemble.

X. Etude des fondations

Enfin, nous avons procédé au dimensionnement des fondations afin d'assurer la stabilité globale de la structure, en déterminant les dimensions et caractéristiques nécessaires pour transmettre les charges au sol de manière sécurisée.

CHAPITRE I

GENERALITES

I.I Introduction

Ce chapitre présente une vue d'ensemble de l'ouvrage étudié, en mettant en évidence ses caractéristiques générales telles que sa géométrie, sa fonction, ainsi que les conditions d'exploitation auxquelles il est soumis.

Il décrit également les propriétés mécaniques et physiques des matériaux utilisés dans le dimensionnement, notamment leur comportement sous les différentes sollicitations (compression, traction, cisaillement), ainsi que leurs performances en termes de résistance, de durabilité et de déformation.

Cette analyse des matériaux permet de mieux justifier les hypothèses de calcul adoptées et de garantir la cohérence entre le modèle de calcul et le comportement réel de la structure.

I.II Présentation de l'ouvrage

I.II.1 Description de l'ouvrage

Cet ouvrage représente un hangar de maintenance d'une longueur de 82 m, d'une largeur au pignon de 31,2 m et d'une hauteur de 14 m. La structure est équipée d'un pont roulant et comprend une mezzanine à l'intérieur de l'ouvrage.

I.II.2 Lieu d'implantation

Le projet est implanté à la commune **Tabelbala** de wilaya de Béchar.

Selon la carte de sismicité donnée par Le *RPA VERSION 2024*¹:

- La région est classée en zone de faible sismicité I.

Selon le règlement neige et vent *RNV 2013 (DTR C 2-47)* :

- Zone de vent (page 100) : II.
- Zone de neige (page 30) : D.
- Catégorie du terrain (page 46) : II.
- Nature du site : *Site plat*.

I.II.3 Caractéristiques de l'ouvrage

La longueur suivant le long pan : 82m divisé en trois parties séparées avec des joints de dilatation.

- La première partie : est de 10 m.
- La deuxième partie : est de 31 m.

¹ *RPA VERSION 2024* page 184

- La troisième partie : est de 41m.

La largeur suivant le pignon : 31.2 m.

La hauteur totale est de 14 m.

La hauteur des poteaux est de 12 m.

I.II.3.1 Les ouvertures

Dans la façade (pignon M) :

- Une porte à un vantail (2.2m × 1m).
- Huit Châssis mobile (2m ; 1m).

Dans la façade (pignon A) :

- Six Châssis fixe (2m ; 1m).

Dans la façade (long pan1) :

- Quatre portes à deux vantaux (3m × 2m).
- Une porte à un vantail (2.2m × 1m).
- 14 Châssis fixe (2m ; 1m).

Dans la façade (long pan7) :

- Quatre porte coulissantes (7.5m × 6m).

I.II.3.2 La toiture

- Versant de la toiture $\alpha = 7.31^\circ$.
- La couverture est conçue par des panneaux sandwich (TL75M).

I.II.3.3 Le pont roulant

Le pont roulant est de capacité de 32 tonnes et à 8,4 m du niveau du sol, avec une portée de 30m. La poutre de roulement s'appuie sur des corbeaux et qui sont soudés sur les semelles des poteaux.

I.II.3.4 Système de contreventement

La stabilité horizontale du pignon est assurée grâce à des poutres au vent, alors que la stabilité verticale des longs pans est assurée par des palées de stabilité. Les portiques prennent essentiellement en charge les charges verticales, tandis que les efforts horizontaux sont pris par

les palées de stabilité, qui sont habituellement arrangées selon une configuration en X ou V ou V renversé ou en K suivant les exigences de vérification.

Dans le sens transversal le contreventement est assuré par :

- Première partie : trois portiques auto stable espacé de 5m.
- Deuxième partie : cinq portiques auto stable $\left\{ \begin{array}{l} \text{une trame de } 10m; \\ \text{une trame de } 8m; \\ \text{deux trames de } 6m. \end{array} \right.$
- Troisième partie : cinq portiques auto stable espacé de 10m.

Dans le sens longitudinal le contreventement est assuré par :

Dans la toiture le contreventement est assuré par deux poutres aux vents disposés symétriquement.

I.II.3.5 Le plancher

Le plancher est à 3.7m du niveau du sol. Il est constitué :

- D'une dalle en béton armé coulée sur place.
- De poutrelles métalliques (solives), reposant sur des poutres principales.
- D'une tôle (Hi-Bond55-0.8) servant au coffrage perdu. La liaison entre le béton et les solives est assurée par des connecteurs.

I.II.3.6 L'escalier

La première partie comporte des escaliers métalliques droits constitués d'un palier de repos et de deux volées, les marches sont en cornières.

I.II.3.7 Les assemblages

Pour les assemblages prévus dans notre ouvrage, on adopte des assemblages soudés et boulonnés :

- Boulons de haute résistance HR.
- Boulons ordinaires.

I.II.3.8 Les fondations

La superstructure en charpente métallique sera supportée par des semelles en béton armé, les charges seront transférées aux fondations via les pieds de poteaux et les longrines.

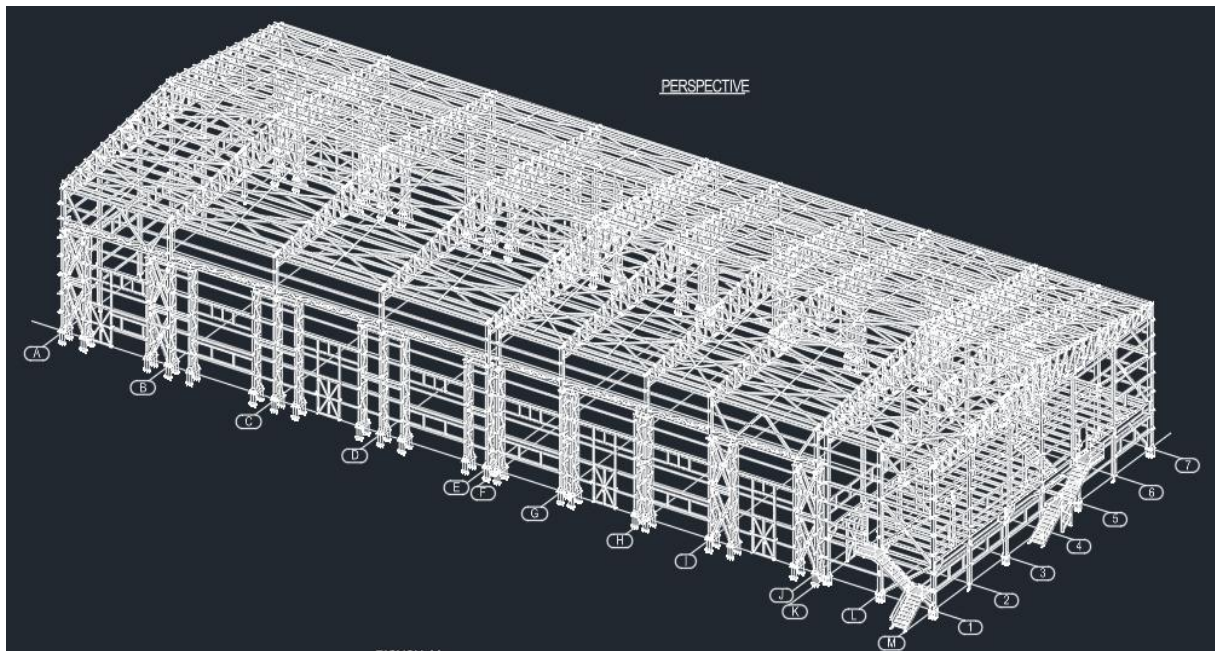


Figure I.1 : Plan 3D de l'ouvrage.

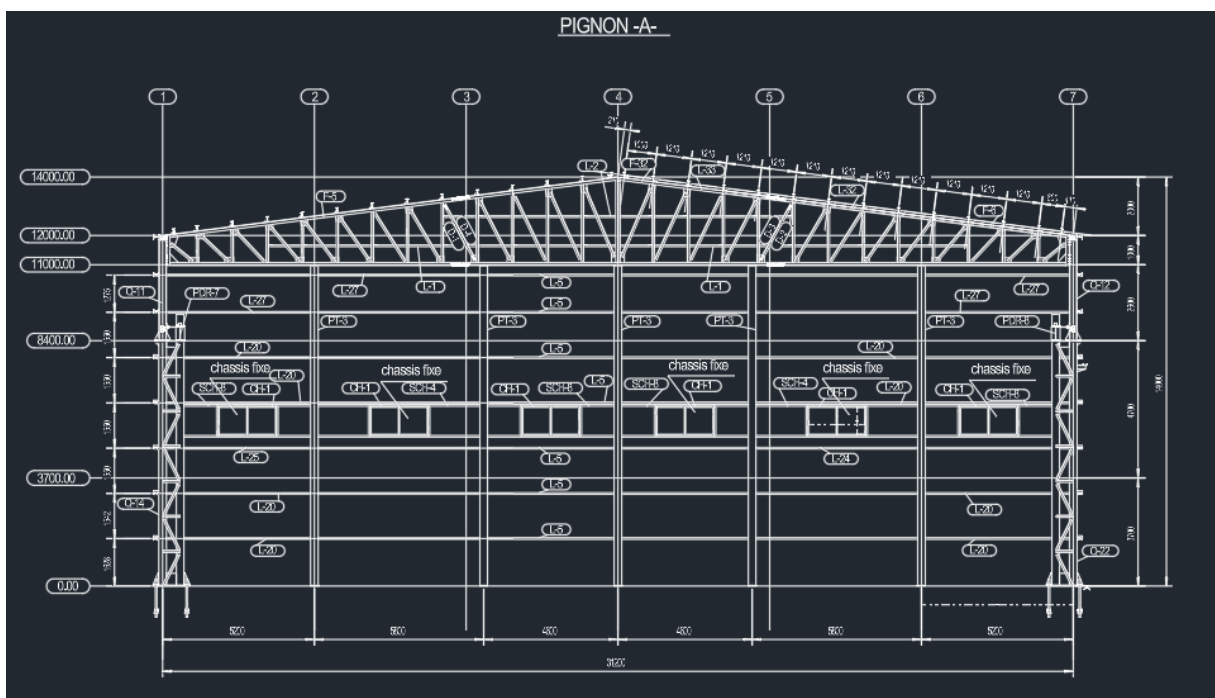


Figure I.2: Vue de pignon-A-.

[illegible]

E.N.S.T.P

I.III Matériaux

Le choix approprié des matériaux de construction est une étape essentielle pour l'analyse adéquate des structures. Pour notre projet, nous utilisons principalement de l'acier comme matériau.

On a également employé du béton armé dans certaines sections de la construction.

I.III.1 L'acier

L'acier est un matériau obtenu par la transformation du fer, associé à une faible proportion de carbone, le fer étant l'élément prédominant. Il se distingue par une excellente résistance à la traction et à la compression, associée à une grande ductilité, ce qui lui confère la capacité de supporter d'importantes déformations avant de se rompre.

Dans le domaine de la construction métallique, on identifie deux principales catégories de produits :

- **Produits laminés** : réalisés grâce au processus de laminage à chaud (souvent suivi d'un laminage à froid). Ces derniers sont les plus couramment employés et englobent les profilés (L, I, H, U), ainsi que les tubes et les tôles.
- **Produits étirés ou tréfilés** : obtenus à partir de produits laminés, dont la section est réduite par étirage ou tréfilage pour produire des barres ou des fils.

Ces produits se classent en **produits longs** (poutrelles, tubes, câbles...) et **produits plats** (tôles, bardages, profils minces).

I.III.1.1 Caractéristique de l'acier de construction

Ces valeurs sont conformes à la norme **EN10025**

- La nuance : Acier S275 ;
- La valeur nominale de la résistance limite d'élasticité $f_y = 275 \text{ MPa}$;
- La valeur nominale de la résistance à la traction $f_u = 430 \text{ MPa}$;
- Module d'élasticité $E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$;
- Coefficient de poisson $\nu = 0,3$;
- Module de cisaillement $G = 8,1 \times 10^4 \text{ MPa}$;
- Masse volumique $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$.
- Boulonnage : on utilise deux types de boulons
 - Boulons ordinaires dont la résistance à la traction est de 400 à 1000 MPa.

- Boulons HR (haute résistance) dont la résistance à la traction est de 800 à 1000 MPa.
- Soudure : On emploie un métal d'apport dont la résistance post-soudage sera supérieure ou équivalente à celle du métal de base.

I.III.1.2 Caractéristique de l'acier des armatures

Ces aciers se distinguent par leur limite d'élasticité supérieure ou apparente.

I.III.1.2.1 Contrainte de traction

Les contraintes de traction sont données par le B.A.E.L.91

ELU :

$$\begin{aligned} \varepsilon_s > \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1.74 \text{ ‰} &\rightarrow \sigma_s = \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \begin{cases} SDT : \gamma_s = 1.15. \\ SA : \gamma_s = 1. \end{cases} \\ \varepsilon_s \leq 1.74 \text{ ‰} &\rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s & \text{Avec } E = 2 \times 10^5 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

Nuance acier d'armatures : **Fe400**.

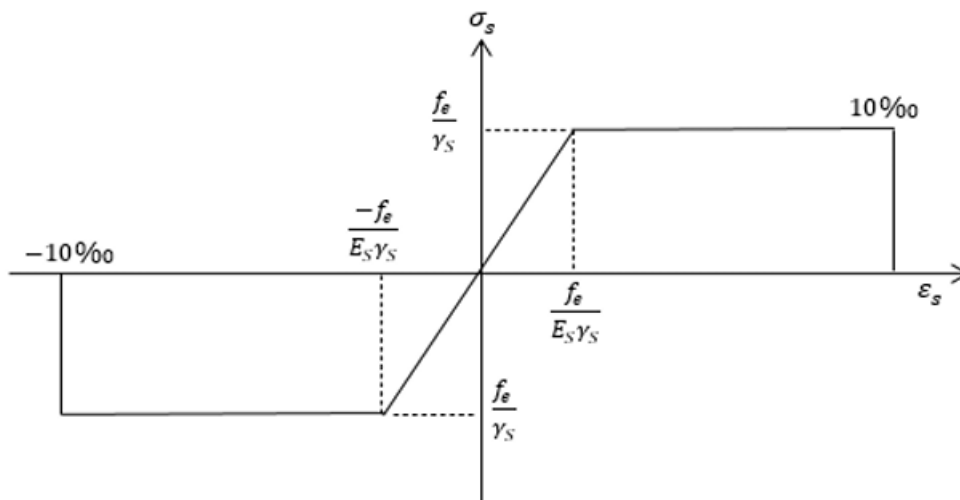


Figure I.6 : Diagramme de calcul des contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.

ELS :

Dans cet état, la contrainte limite varie selon le type de fissuration :

- Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa}$;
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 215.56 \text{ MPa}$;
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) = 176.36 \text{ MPa}$.

f_{t28} : La résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa.

η : 1.6 Coefficient de fissuration (HA).

I.III.2 Le béton

Le béton est un matériau obtenu en mélangeant de manière homogène et dans des proportions convenables les agrégats (sable – gravillon), le liant (ciment) et l'eau. Après durcissement et au bout de quelques jours on obtient une bonne résistance du béton à la compression cependant sa résistance à la traction est mauvaise.

I.III.3.1 Résistance caractéristique de béton

- Résistance à la traction : $f_{t28} = 2.4$ (MPa).
- Contrainte limite : $\sigma_{bc} = 18$ MPa.
- Module de déformation longitudinale instantané : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 34179.6 \text{ MPa}$.
- Module de déformation différée : $E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 11393.2 \text{ MPa}$.
- Module de déformation transversale : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \begin{cases} G = 17089.8 \text{ MPa} & \text{ELU } \nu = 0 \\ G = 5696.6 \text{ MPa} & \text{ELS } \nu = 2 \end{cases}$
- Contrainte de Cisaillement :
 - Fissuration peu préjudiciable : $\tau_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$;
 - Fissuration préjudiciable et très préjudiciable : $\tau_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$;
- Résistance caractéristique du béton comprimé à l'ELU : $f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b \times \theta} \times f_{c28} \begin{cases} SDT & \gamma_b = 1.5 \\ SA & \gamma_b = 1.15 \end{cases}$

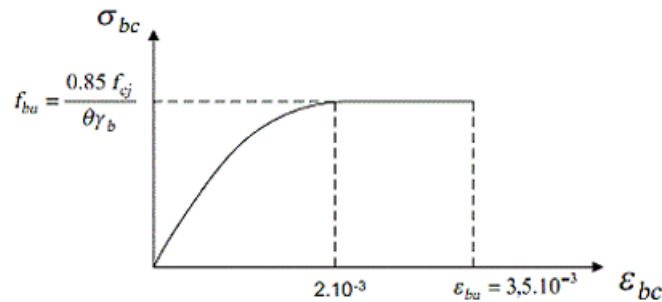


Figure I.7 : diagramme contrainte-déformation béton à l'ELU.

I.IV Récapitulatif

- **Acier de construction :**

La nuance : Acier S275 ;

La valeur nominale de la résistance limite d'élasticité $f_y = 275 \text{ MPa}$;

La valeur nominale de la résistance à la traction $f_u = 430 \text{ MPa}$;

Module d'élasticité longitudinale : $E = 2.1 \times 10^6 \text{ MPa}$;

Coefficient de poisson : $\nu = 0.3$;

Module d'élasticité transversale : $G = 8.1 \times 10^5 \text{ MPa}$;

Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$;

Boulons $\begin{cases} \text{ordinaire } f_u = (400|1000 \text{ MPa}). \\ \text{haute résistance } f_u = (800|1000 \text{ MPa}). \end{cases}$

- **Acier des armatures : Fe400**

Contrainte de traction ELU = $\begin{cases} SDT : \sigma_s = 347.83 \text{ MPa}. \\ SA : \sigma_s = 400 \text{ MPa}. \end{cases}$

Module d'élasticité longitudinale : $E_s = 2 \times 10^6 \text{ MPa}$

Contrainte limite ELS : $\begin{cases} FPP : \sigma_s = 347.82 \text{ MPa}. \\ FP : \sigma_s = 215.56 \text{ MPa}. \\ FTP : \sigma_s = 176.36 \text{ MPa}. \end{cases}$

- **Le béton :**

Résistance à la compression : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$;

Résistance caractéristique du béton comprimé à l'ELU $\begin{cases} SDA: f_{bu} = 17 \text{ MPa}. \\ SA: f_{bu} = 22.5 \text{ MPa}. \end{cases}$

Résistance à la traction : $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$;

Contrainte limite : $\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$;

Module d'élasticité instantané : $E_{ij} = 34179.6 \text{ MPa}$;

Module d'élasticité différé : $E_{vj} = 11393.2 \text{ MPa}$;

Contrainte de cisaillement : $\bar{\tau}_u \begin{cases} FPP: \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}. \\ FP \text{ ou } FTP : \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}. \end{cases}$

CHAPITRE II

ETUDE CLIMATIQUE

II.I Introduction

L'étude climatique est essentielle lors du calcul des dimensions des structures en génie civil, particulièrement pour les charpentes métalliques, car les effets du vent et de la neige ont un impact direct sur la stabilité de la structure.

Ce chapitre explique comment déterminer les charges climatiques en accord avec le **Règlement Neige et Vent 2013 (RNV 2013) – DTR C 2-4.7**. On évalue les actions du vent en fonction de la vitesse de référence, la catégorie de terrain, de la direction et de la forme de la structure, tandis que les charges liées à la neige sont calculées pour les surfaces exposées, notamment les toitures.

II.II Actions du vent

II.II.1 Calcul de la pression dynamique de la pointe

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$, à la hauteur de référence est donnée par la formule :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \cdot C_e(z_e) \quad (\text{N/m}^2)^2$$

- $q_{réf}$ (N/m²) est la pression dynamique de référence :

Tableau II.1: Valeurs de la pression dynamique de référence.

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

Notre projet se situe à Béchar commune TABELBALA alors Zone de vent II³ d'où :

$$q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2.$$

- z_e (m) est la hauteur de référence :

-Paroi au vent : $h < b = 31.2$ (m) .

$$z_e = h = 14 \text{ (m)}. \quad (\text{toiture})$$

$$z_e = h = 12 \text{ (m)}. \quad (\text{parois verticales})$$

² Formule 2.1 (RNV 2013) page 43

³ Annexe 1 (RNV2013) page 101

- C_e : Coefficient d'exposition au vent :

$$C_e(z_e) = C_t^2(z_e) \times C_r^2(z_e) \times [1 + 7 I_v(z_e)]^4$$

– C_r : coefficient de rugosité : il traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent donné par :

$$C_r(z_e) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200m^5$$

Avec : catégorie de terrain I

- $K_T = 0.19$ facteur de terrain ;
- $z_0 = 0.05m$ Paramètre de rugosité ;
- $z_{min} = 2m$ hauteur minimale ;
- z_e : hauteur considérée.

– C_t : coefficient de topographie. (Site plat).

– $I_v(z_e)$ est l'intensité de la turbulence :

$$I_v(z_e) = \frac{1}{C_t(z_e) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z \geq z_{min}^6$$

Tableau II.2: récapitulatif du calcul de la pression dynamique.

	$z_e(m)$	$C_t(z_e)$	$C_r(z_e)$	$I_v(z_e)$	$C_e(z_e)$	$q_p(z_e)$ daN /m ²
Parois verticales	12	1	1,04	0,182	2,47	107,4
Toiture	14	1	1,07	0,177	2,57	111.8

II.II.2 Calcul de la pression aérodynamique

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

– Si une face de la paroi est intérieure à la construction, l'autre extérieure :

$$W(Z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]^7$$

II.II.2.1 Coefficient de pression extérieure (C_{pe})

II.II.2.1.1 Vent perpendiculaire au long pan $\theta = 0^\circ$ (V1)

- **Parois verticales**

Les parois seront subdivisées comme suit :

⁴ Formule 2.2 (RNV 2013) page 44

⁵ Formule 2.3 (RNV 2013) page 46

⁶ Formule 2.5 (RNV 2013) page 50

⁷ Formule 2.6 (RNV 2013) page 50

$$e = \min(b; 2h) = \min(82; 28)$$

$$e = 28\text{m} \leq d = 82\text{m}$$

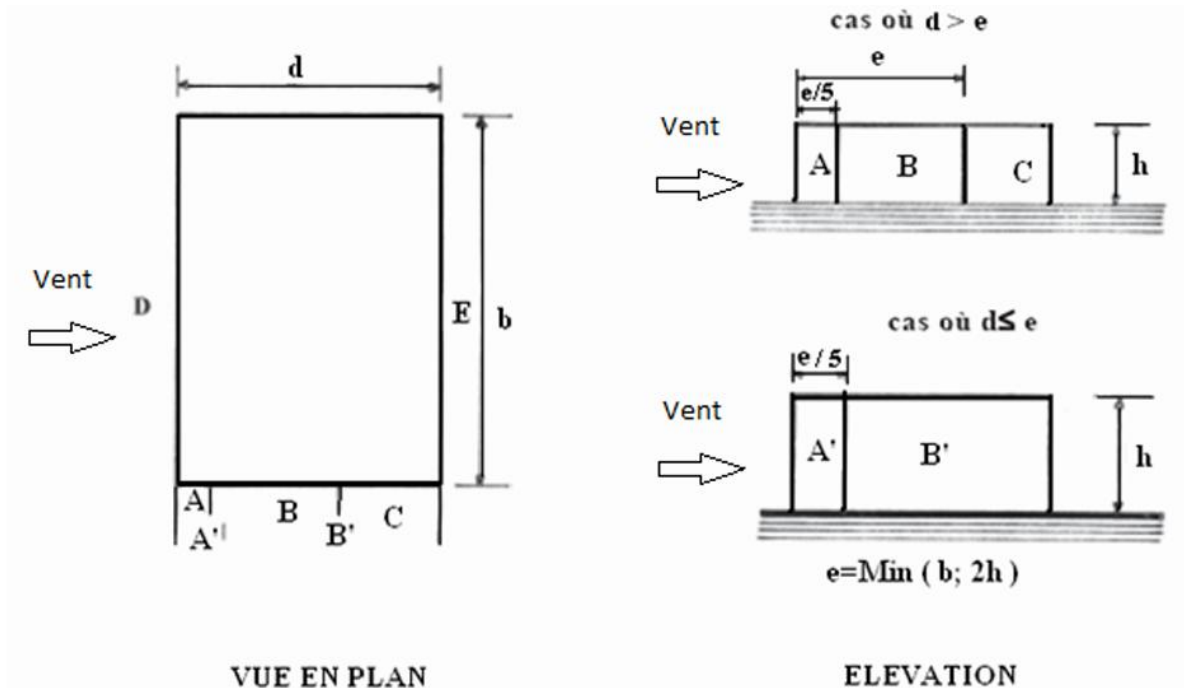


Figure II.1: légende pour les parois verticales⁸.

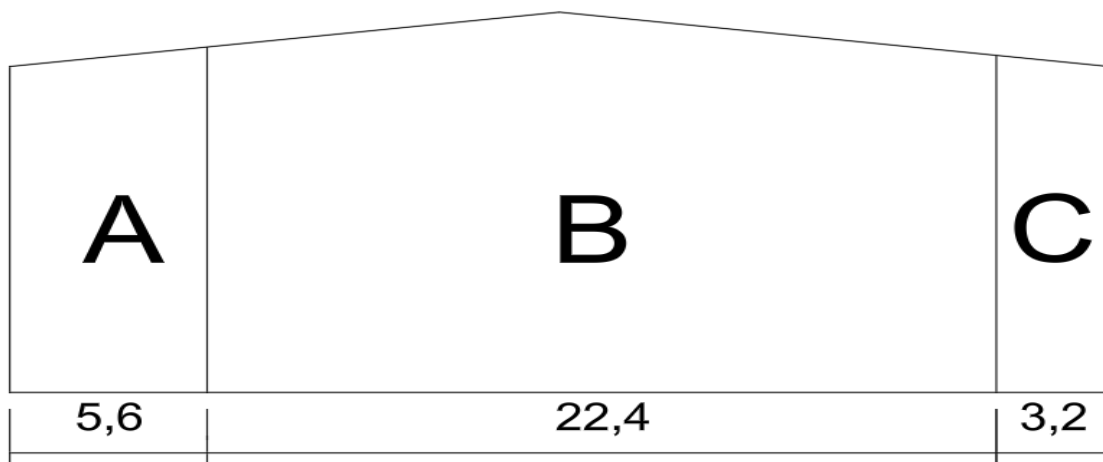


Figure II.2: Surfaces des parois verticales (V1).

Tableau II.3: valeurs de surfaces et des coefficient C_{pe} (parois verticales)(V1).

/	Paroi latérale			Paroi au vent	Paroi sous le vent
/	A	B	C	D	E
Surface (m^2)	78.4	313.6	44.8	1148	1148
C_{pe10}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

⁸ Figure 5.1 (RNV 2013) page 73

Puisque toutes les surfaces sont supérieures à 10 m^2 on prend seulement C_{pe10} .

Toiture

Dans notre cas, la structure présente une toiture à deux versants avec une inclinaison de $7,31^\circ$.

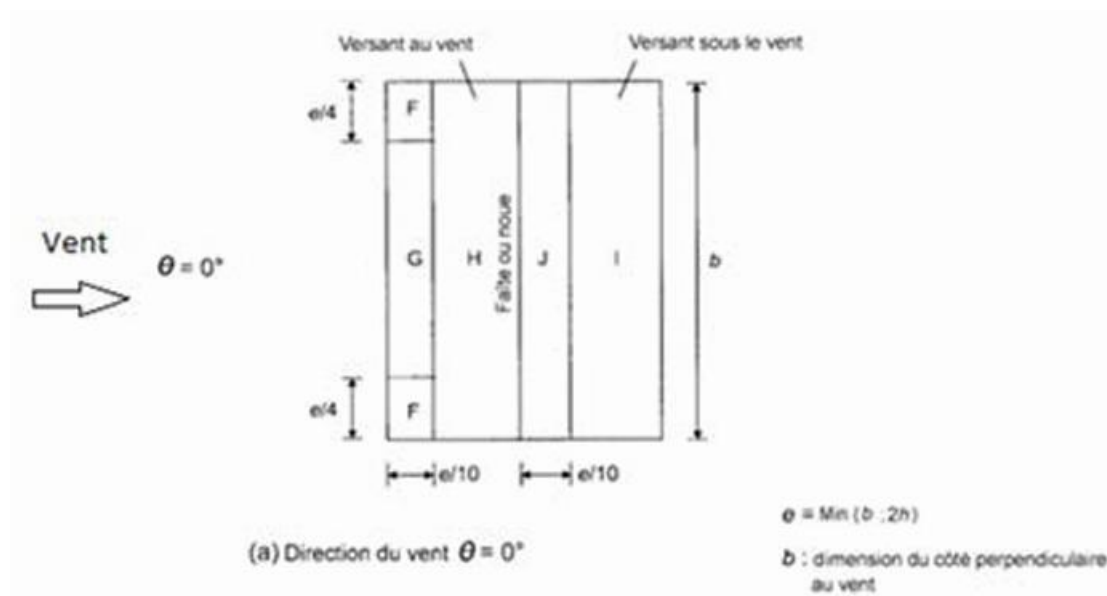


Figure II.3: légende pour les toitures à deux versants(V1)⁹.

Étant donné que l'inclinaison est de $7,31^\circ$, il est nécessaire d'effectuer des interpolations, puis de poursuivre le calcul en tenant compte des aires respectives de chaque zone.

$$C_{pe}(7.31^\circ) = C_{pe}(5^\circ) + \frac{C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ)}{15^\circ - 5^\circ} \times (7.31^\circ - 5^\circ).$$

Tableau II.4 : valeurs de surfaces et des coefficient $C_{pe}(\text{toiture})(V1)$.

Zone	F		G		H		I		J	
Surface (m^2)	19.6		190.4		1049.6		229.6		1049.6	
C_{pe}	0.05	-1.52	0.05	-1.11	0.05	-0.53	-0.46	-0.55	-0.46	-0.05

⁹ Figure 5.4 (RNV 2013) page 79

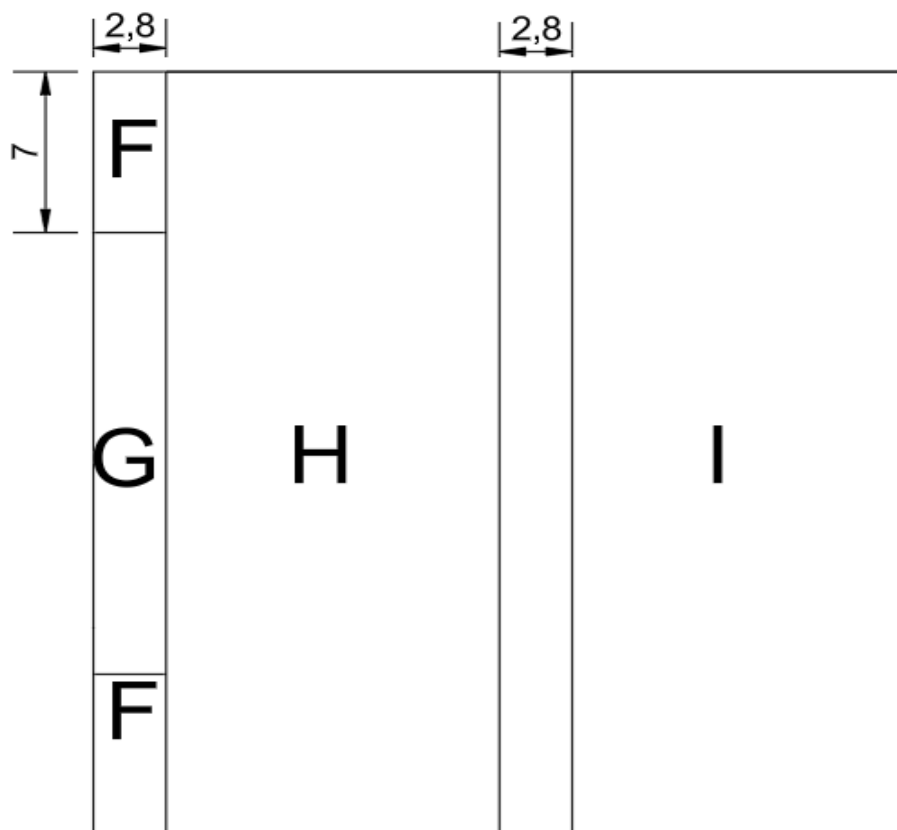


Figure II.4: Surfaces de la toiture (V1).

II.II.2.1.2 Vent perpendiculaire au pignon $\theta = 90^\circ$ (V2)

- **Parois verticales**

Nous nous référons à la figure II.2.

$$e = \min(b; 2h) = \min(31.2; 28)$$

$$e = 28\text{m} \leq d = 31.2\text{m}.$$

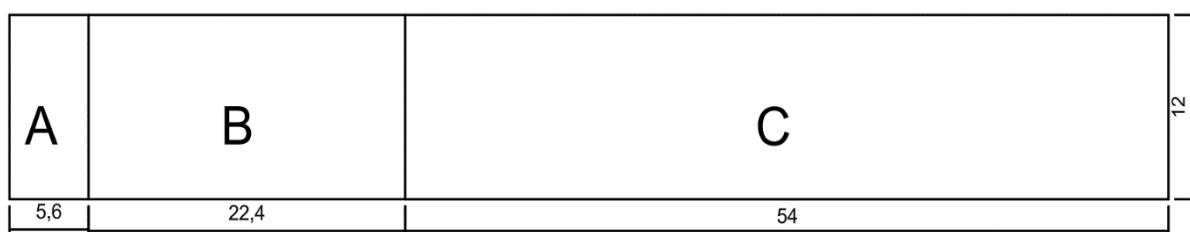


Figure II.5: Surfaces des parois verticales (V2).

Tableau II.5: valeurs de surfaces et des coefficient C_{pe} (**parois verticales**)(V2).

/	Paroi latérale			Paroi au vent	Paroi sous le vent
/	A	B	C	D	E
Surface (m^2)	67.2	268.8	648	374.4	374.4

C_{pe10}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3
------------	----	------	------	-----	------

• **Toiture**

Pour ce cas les zone seront diviser comme suit

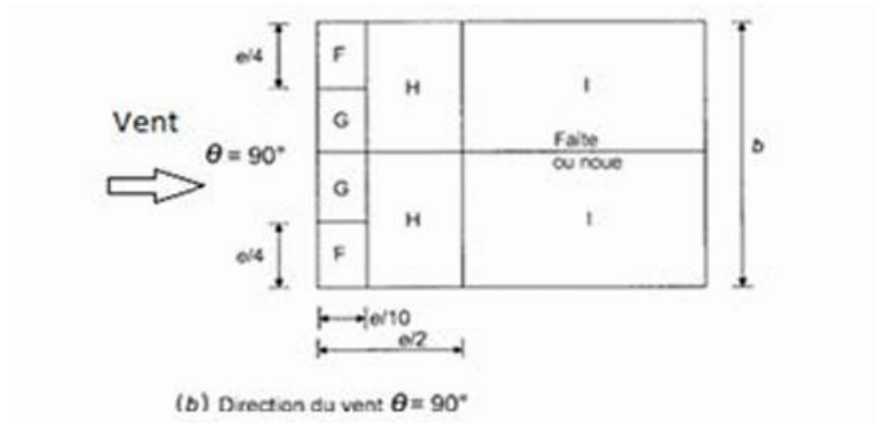


Figure II.6: légende pour les toitures à deux versants(V2)¹⁰.

Tableau II.6 : valeurs de surfaces et des coefficient $C_{pe}(\text{toiture})(V2)$.

Zone	F	G	H	I
Surface (m^2)	19.6	95.2	459.2	705.2
C_{pe}	-1.53	-1.3	-0.68	-0.58

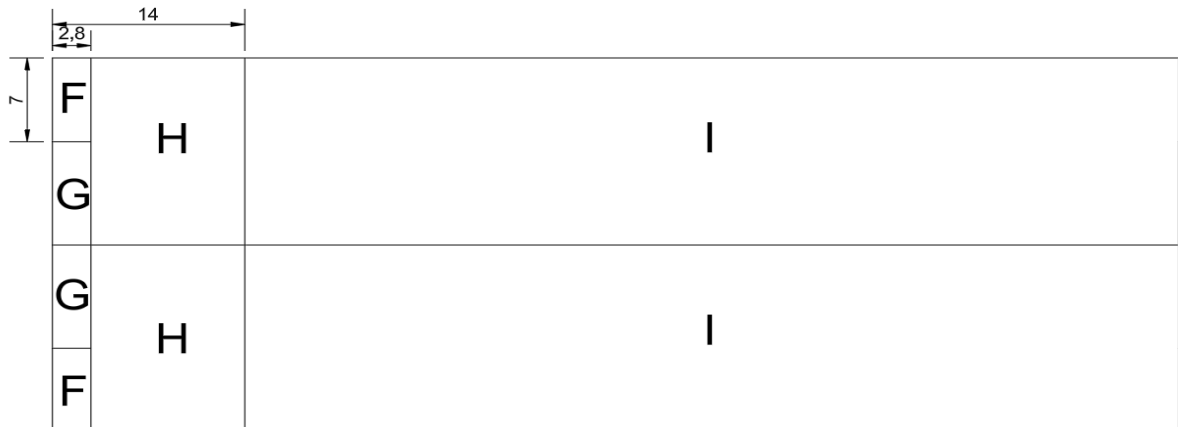


Figure II.7: Surface de la toiture (V2).

¹⁰ Figure 5.4 (RNV 2013) page 79

II.II.2.2 Coefficient de pression intérieur (C_{pi})

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

II.II.2.2.1 Calcul des ouvertures

- Long pan 07 : 4 portes coulissantes (7.5m×6m). $S_1=180m^2$.
- Long pan 01 :
 - 4 portes à deux vantaux (3m × 2m) ;
 - 1 porte à un vantail (2.2m × 1m). $S_2=26.2m^2$.
- Pignon A : $S_3 = 0$.
- Pignon M :
 - 1 porte à un vantail (2.2m × 1m) ;
 - 8 Châssis mobile (2m ; 1m). $S_4=18.2m^2$.

$$S_1 = 180 m^2 \geq 2 \times (S_2 + S_4) = 88.8m^2$$

L'aire des ouvertures située sur le long pan 07 est supérieure à deux fois la somme des aires des ouvertures des autres faces du bâtiment, lorsque cette condition est vérifiée, la façade considérée comme dominante entraîne une majoration du coefficient de pression intérieure.¹¹

$$C_{pi} = 0.75C_{pe}.$$

II.II.2.2.2 Calcul de la pression aérodynamique selon $\theta = 0^\circ$ (V1)

La face dominante est la zone D donc :

$$C_{pi} = 0.75C_{pe(D)} = 0.75 \times 0.8 = 0.6.$$

¹¹ Paragraphe 5.2.2.1, (RNV2013) page 96

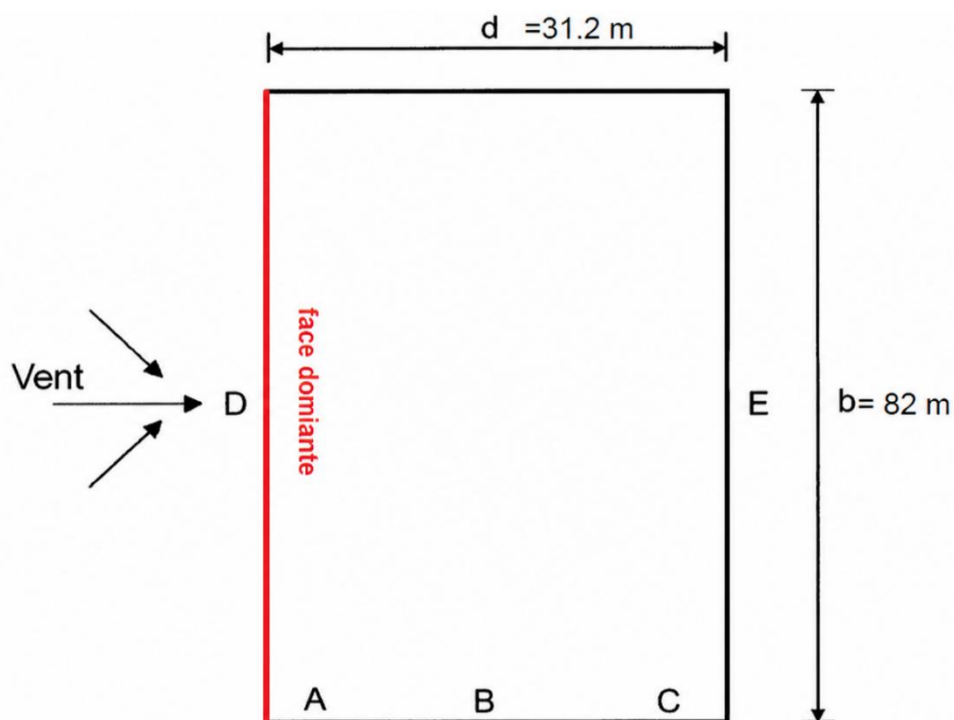


Figure II.8 : face dominante (D).

Tableau II.7: Valeurs de la pression aérodynamique(V1).

		C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_p(z_e)$ daN/m^2	$W(Z_j)$ daN/m^2
Parois verticales	D	0,8	0,6	0,2	107,4	21,48
	E	-0,3		-0,9		-96,67
	A	-1		-1,6		-171,86
	B	-0,8		-1,4		-150,38
	C	-0,5		-1,1		-118,16
Toiture (+)	F	0,05	0,6	-0,55	111,8	-61,91
	G	0,05		-0,55		-61,91
	H	0,05		-0,55		-61,91
	I	-0,46		-1,06		-118,66
	J	-0,46		-1,06		-118,66
Toiture (-)	F	-1,52	0,6	-2,12	111,8	-236,48
	G	-1,11		-1,71		-190,91
	H	-0,53		-1,13		-126,41
	I	-0,55		-1,15		-128,99
	J	-0,08		-0,68		-75,71

II.II.2.2.3 Calcul de la pression aérodynamique selon $\theta = 180^\circ$ (V1)

La face dominante est la zone E donc :

$$C_{pi} = 0.75C_{pe(E)} = 0.75 \times (-0.3) = -0.225.$$

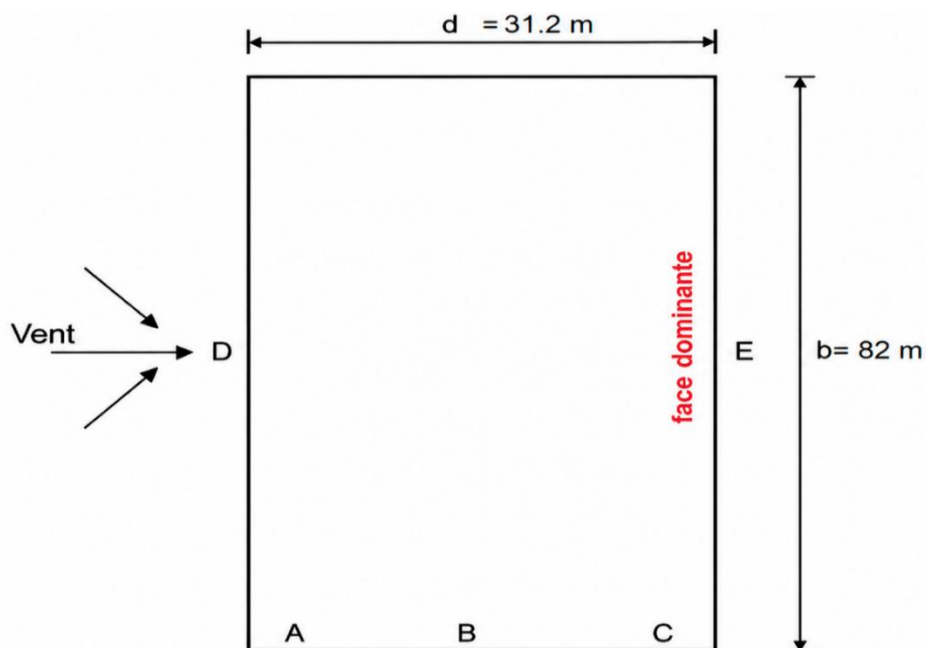


Figure II.9: face dominante(E).

Tableau II.8: Valeurs de la pression aérodynamique(V1).

		C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_p(z_e)$ daN/m ²	$W(Z_j)$ daN/m ²
Parois verticales	D	0,8	-0,225	1,025	107.4	147,96
	E	-0,3		-0,075		-10,83
	A	-1		-0,775		-111,88
	B	-0,8		-0,575		-83,00
	C	-0,5		-0,275		-39,70
Toiture (+)	F	0,05	-0,225	0,27	111,8	30,32
	G	0,05		0,27		30,32
	H	0,05		0,27		30,32
	I	-0,46		-0,24		-26,43
	J	-0,46		-0,24		-26,43
Toiture (-)	F	-1,52	-0,225	-1,29	111,8	-144,24
	G	-1,11		-0,88		-98,67
	H	-0,53		-0,31		-34,18
	I	-0,55		-0,33		-36,76
	J	-0,08		0,15		16,52

II.II.2.2.4 Calcul de la pression aérodynamique $\theta = 90^\circ$ (V2)

La face dominante sont les zones (A,B,C) donc :

$$C_{pi} = 0.75C_{pe(moyen)} = 0.75 \times \frac{-67.2 \times 1 - 0.8 \times 268.8 - 0.5 \times 648}{67.2 + 268.8 + 648} = -0.61.$$

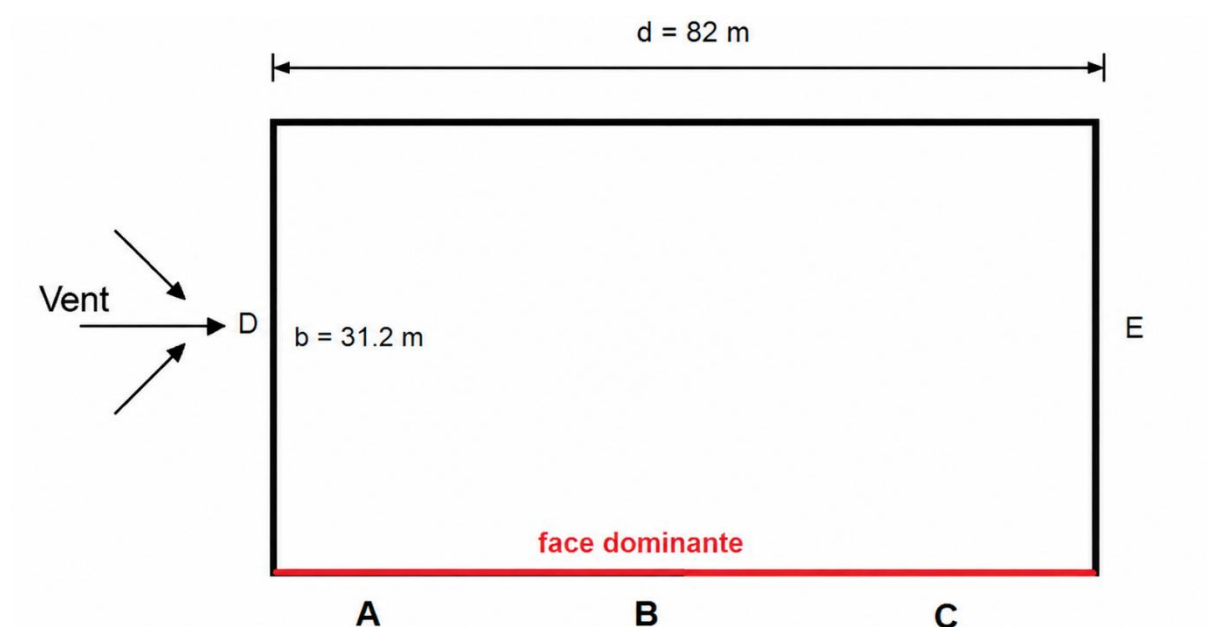


Figure II.10 : face dominante (A, B, C).

Tableau II.9: Valeurs de la pression aérodynamique(V2).

		C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_p(z_e)$ daN/m^2	$W (Z_j)$ daN/m^2
Parois verticales	D	0,8	-0,61	1,4	107,4	151,45
	E	-0,3		0,3		-32,22
	A	-1		-0,4		-107,41
	B	-0,8		-0,2		-85,93
	C	-0,5		0,1		-53,71
Toiture (-)	F	-1,53	-0,61	-0,92	111,8	-102,93
	G	-1,30		-1,30		-145,34
	H	-0,68		-0,68		-75,68
	I	-0,58		-0,58		-64,50

II.III Action du sable

Notre projet est implanté à TABELBALA wilaya de BECHAR avec les données suivante

- Zone de la neige : zone D (sable)¹²
- Altitude du terrain : $750\text{m} \leq 2000\text{ m}$. (DTR applicable)

$$q_1 = 30\text{daN/m}^{13}.$$

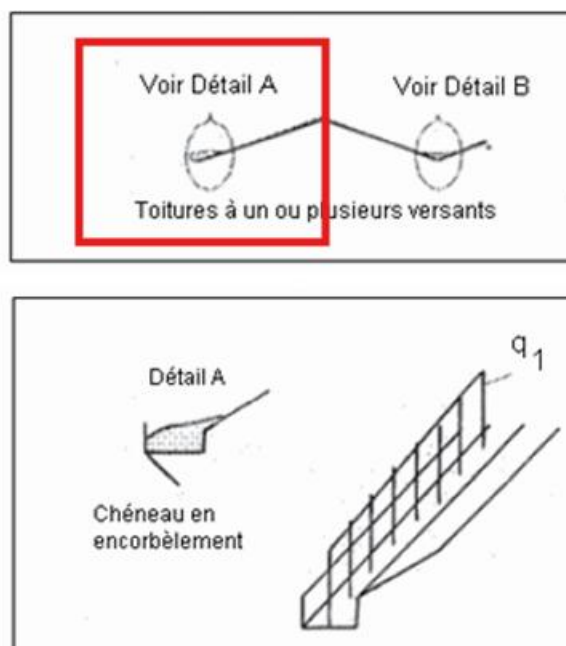


Figure II.11: charge linéique à prendre dans notre cas¹⁴.

II.IV Action de la variation à la température

Dans notre projet implanté à Béchar, classée en zone climatique D3 (extrême sud), les variations de température sont particulièrement importantes. Les températures peuvent varier entre $+50\text{ }^{\circ}\text{C}$ et $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$, avec une température initiale de référence de $20\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Ces variations thermiques engendrent des déformations importantes dans la structure, pouvant provoquer :

- L'endommagement des appuis, incluant la fissuration voire l'instabilité des murs porteurs supportant des poutres longues ou des treillis ;
- La ruine des assemblages ;
- L'apparition d'efforts internes élevés, notamment dans les structures hyperstatiques.

¹²Annexe 1(RNV2013) page 29

¹³ Tableau charges de sable (RNV2013) page27

¹⁴ Figure 14 (RNV2013) page 26

Selon la réglementation, les effets de dilatation thermique doivent être pris en compte pour les ouvrages présentant une longueur supérieure à 50 m, ce qui est le cas de notre structure.

Par conséquent, il est nécessaire de prévoir un joint de dilatation, destiné à absorber les déplacements liés à la dilatation et au retrait des matériaux sous l'effet des variations de température, afin d'assurer la durabilité et la stabilité de l'ouvrage.

Donc, pour le calcul du joint de dilatation, les charges thermiques mentionnées précédemment sont appliquées à la troisième partie du hangar, qui constitue la zone la plus longue.

Ces charges sont considérées sur l'ensemble des éléments de cette partie afin de déterminer le déplacement maximal de la structure. Le déplacement obtenu permettra ensuite de définir la dimension nécessaire du joint de dilatation.

	UX [mm]		UX [mm]
MAX	15,8	MAX	9,1
Noeud	755	Noeud	51
Cas	16 (C)	Cas	34
MIN	-18,8	MIN	-15,2
Noeud	85	Noeud	51
Cas	19	Cas	33

Figure II. 12 : déplacement max sous effet de température.

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2 = 18,8 + 15,2 = 34 \text{ mm}$$

Donc on opte pour un joint de dilatation de 50mm.

CHAPITRE III
PREDIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS
SECONDAIRES

III.I Introduction

Les éléments secondaires jouent un rôle fondamental dans le support du bardage et de la couverture de toiture. Les pannes assurent le maintien de la couverture et sont fixées aux fermes métalliques constituant les portiques. Les bretelles et les liernes garantissent la stabilité des pannes dans le plan des versants de la toiture.

Les panneaux nervurés du bardage sont fixés sur des lisses de bardage, lesquelles s'appuient soit sur les poteaux des portiques, soit sur des potelets intermédiaires.

Ce chapitre sera consacré au dimensionnement des éléments suivants :

- Les pannes ;
- Les lisses de bardage ;
- Les potelets.

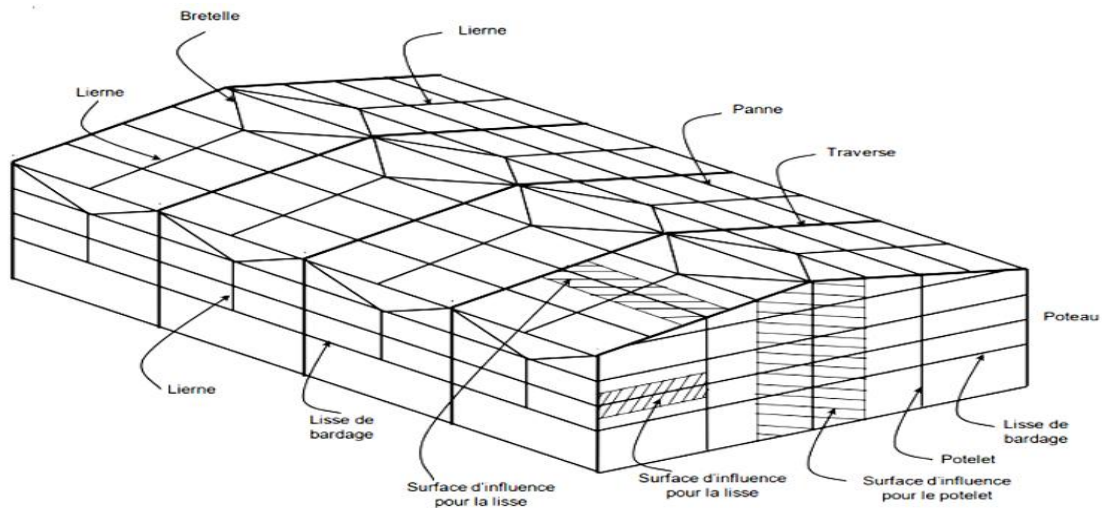


Figure III.1: les éléments secondaires.

III.II Les pannes

Les pannes sont des éléments horizontaux, disposés parallèlement au faîtage de la toiture. Elles sont généralement constituées de profilés laminés de type IPE.

Ces éléments sont considérés comme biarticulés, car ils reposent sur les traverses par l'intermédiaire d'échantignoles assurant leur liaison.

Leur rôle principal est de **transmettre les charges de la toiture aux traverses**, qui les acheminent ensuite vers les portiques principaux de la structure.

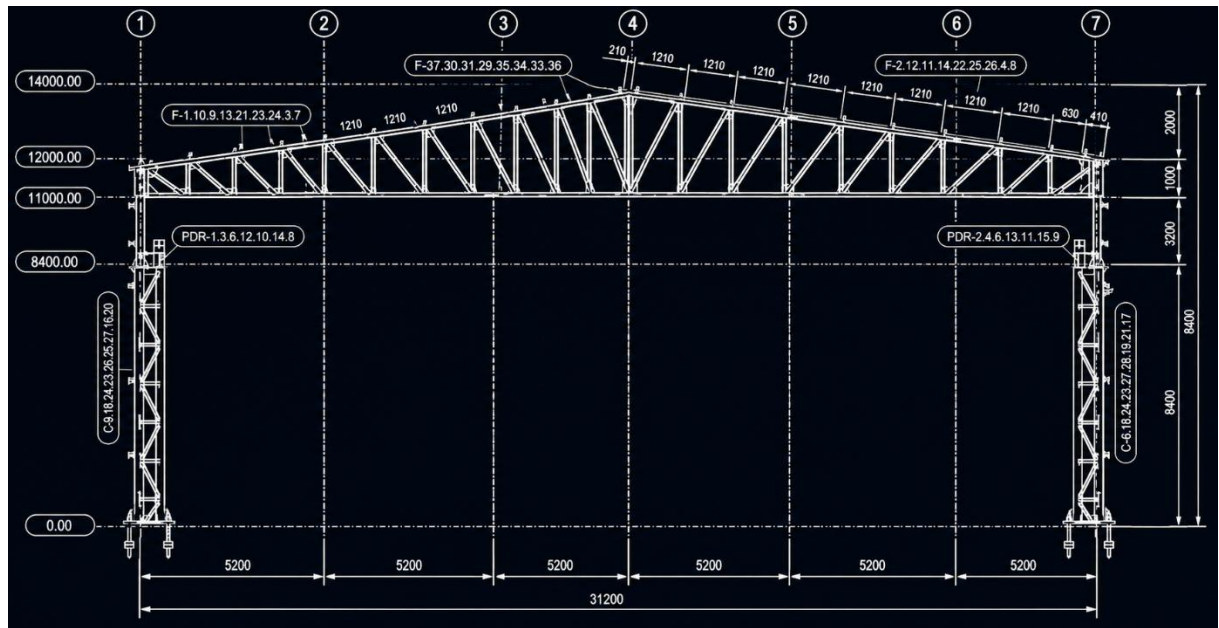


Figure III.2 : Vue en élévation de l'implantation des pannes.

III.II.1 Dimensionnement des pannes

Pour le dimensionnement, le critère de la flèche admissible est utilisé en premier lieu afin de déterminer l'inertie nécessaire de la section. Le choix du profilé approprié est ensuite effectué en fonction de cette inertie requise.

Pour les pannes de 6m :

$$f_{ser} = \frac{5 Q_{z,ser} L^4}{384 E I_y} \leq \frac{L}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times Q_{z,ser} L^3 \times 200}{384 E} = \frac{5 \times 2.36 \times 1.2 \times 6000^3 \times 200}{2.1 \times 10^5 \times 384} = 765 \times 10^4 mm^4$$

Le profilé proposé est **IPE180** avec une inertie de $I_y = 1317 \times 10^4 mm^4$.

Pour les pannes de 10m :

$$f_{ser} = \frac{5 Q_{z,ser} L^4}{384 E I_y} \leq \frac{L}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times Q_{z,ser} L^3 \times 200}{384 E} = \frac{5 \times 2.36 \times 1.21 \times 10000^3 \times 200}{2.1 \times 10^5 \times 384} = 3541 \times 10^4 mm^4$$

Le profilé proposé est **IPE240** avec une inertie de $I_y = 3892 \times 10^4 mm^4$.

Tableau III.1: Caractéristique des profilés.

h(mm)	b(mm)	t_f	t_w	r	i_z	$I_t(mm^4)$	$I_w(mm^6)$	$A(mm^2)$	$W_{ply}(mm^3)$	$W_{plz}(mm^3)$
180	91	8	5.3	9	2.05	4.79×10^4	7.43×10^9	2390	166×10^3	34.6×10^3
240	120	9.8	6.2	15	26.9	12.9×10^4	37.4×10^9	3910	367×10^3	73×10^3

III.II.2 Combinaisons de charges la plus défavorable

Pour réaliser un calcul manuel plus représentatif, il est nécessaire de convertir les charges surfaciques (daN/m²) en charges linéiques (daN/m). Ces charges linéiques sont ensuite appliquées comme charges uniformément réparties sur la panne.

Étant donné que l'entraxe des pannes est de 1,21 m, les charges surfaciques sont multipliées par 1,21 m afin d'obtenir les charges linéiques correspondantes.

III.II.2.1 Charges permanentes

Le poids de la couverture TL75 + accessoires de pose : $G_1 = 15 \text{ daN/m}^2$

Poids propre de la Panne (IPE 180) = 18.8 daN/m

Poids propre de la Panne (IPE 240) = 18.8 daN/m

$$G = 15 \times 1.21 + G_{\text{panne}}$$

Tableau III.2: projection du G.

	G(daN/m)	$G_z = G \times \cos 7.31^\circ$	$G_y = G \times \sin 7.31^\circ$
IPE180	36.8	36.5	4.68
IPE240	48.85	48.45	6.21

III.II.2.2 Surcharges d'exploitation

La charge d'exploitation prescrite par le **DTR BC22** est : **Q=100 daN**

Elle est considérée comme une charge concentrée, appliquée aux points situés à 1/3 et 2/3 de la longueur de la panne, afin de représenter la surcharge d'entretien¹⁵.

$$Q_{eq} = \frac{8Q}{3L}$$

¹⁵ Article 7.3.1 DTR BC22 page 21

Tableau III.3: projection du Q .

	$Q_{eq}(daN/m)$	$Q_z = Q \times \cos 7.31^\circ$	$Q_y = Q \times \sin 7.31^\circ$
IPE180	44.4	43.95	5.63
IPE240	26.7	26.45	3.39

III.II.2.3 L'action du vent

La pression maximale calculée sur la zone F de la toiture est de $-236.48 daN/m^2$

$$W = -283.77 daN/m$$

III.II.2.4 Combinaisons

Tableau III.4: Combinaison d'actions à l'ELS.

La combinaison	L'axe(zz)		L'axe(yy)	
	IPE180	IPE240	IPE180	IPE240
G+Q	80.45	74.9	10.31	9.6
G+W	-247.3	-235.32	/	

Tableau III.5: combinaison d'actions à l'ELU.

La combinaison	L'axe(zz)		L'axe(yy)	
	IPE180	IPE240	IPE180	IPE240
1.35G+1.5Q	115.2	108.38	14.76	13.89
G+1.5W	-376.38	-377.2	/	

Tableau III.6 : les moments ultimes.

Profilé	$Q_{y.ed}$	$Q_{z.ed}$	Moment	L(m)	$M_{zEd} (daN*m)$	$M_{yEd}(daN.m)$
IPE180	14.76	-376.38	$M_{z,ed} = \frac{Q_y \times L^2}{32}$	6	16.6	1693.7
IPE240	13.89	-377.2	$M_{y,ed} = \frac{Q_z \times L^2}{8}$	10	43.4	4715

III.II.3 Vérification de la flèche

Pour les pannes de 6m :

$$f_{ser} = \frac{5 Q_{z.ser} L^4}{384 E I_y} \leq \frac{L}{200}$$

$$f_{ser} = \frac{5 \times 2.47 \times 6000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4} = 15.07mm < 30mm$$

✓ La flèche est vérifiée.

Pour les pannes de 10m :

$$f_{ser} = \frac{5 Q_{z.ser} L^4}{384 E I_y} \leq \frac{L}{200}$$

$$f_{ser} = \frac{5 \times 2.35 \times 10000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} = 37.44mm < 50mm$$

✓ La flèche est vérifiée.

III.II.4 Vérification de la résistance et la stabilité

III.II.4.1 Classification de section

La classification des sections transversales est effectuée conformément à CCM97¹⁶.

IPE180 :

- Semelle comprimée : $\frac{c}{t_f} = \left\{ \frac{85.7}{2 \times 8} = 5.35 \leq 10\varepsilon \rightarrow \text{Semelle de classe 1.} \right.$
- Ame fléchie : $\frac{d}{t_w} = \left\{ \frac{146}{5.3} = 27.55 \leq 72\varepsilon \rightarrow \text{Ame de classe 1.} \right.$

IPE240 :

- Semelle comprimée : $\frac{c}{t_f} = \left\{ \frac{\frac{120-6.2}{2}-15}{2 \times 9.8} = 4.27 \leq 10\varepsilon \rightarrow \text{Semelle de classe 1} \right.$
- Ame fléchie : $\frac{d}{t_w} = \left\{ \frac{190.4}{6.2} = 30.71 \leq 72\varepsilon \rightarrow \text{Ame de classe 1} \right.$

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

Donc, les sections sont de classe 1 vis-à-vis de la flexion.

¹⁶ Tableau 53.1(CCM97) page 48/50

III.II.4.2 Vérification de la flexion déviée

La vérification se fera en utilisant la formule recommandée par le CCM97 :

$$\left(\frac{M_{yEd}}{M_{plyRd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{zEd}}{M_{plzRd}}\right)^{\beta} < 1 \quad 17$$

Panne de 6m :

$$\text{Avec : } M_{plyRd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166 \times 275 \times 0.1}{1.1} = 4150 daN.m \quad \begin{cases} \alpha = 2 \text{ (sections en I)} \\ \beta = 1 \text{ (pas d'effort normal)} \\ \gamma_{M0} = 1.1 \end{cases}$$

$$M_{plzRd} = \frac{W_{plz} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34.6 \times 275 \times 0.1}{1.1} = 865 daN.m$$

$$\left(\frac{1693.7}{4150}\right)^2 + \left(\frac{16.6}{865}\right)^1 = 0.16 < 1$$

✓ La flexion déviée est vérifiée.

Panne de 10m :

$$M_{plyRd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{367 \times 275 \times 0.1}{1.1} = 9175 daN.m$$

$$M_{plzRd} = \frac{W_{plz} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{73.9 \times 275 \times 0.1}{1.1} = 1847.5 daN.m$$

$$\left(\frac{4715}{9175}\right)^2 + \left(\frac{43.4}{1847.5}\right)^1 = 0.29 < 1$$

✓ La flexion déviée est vérifiée.

III.II.4.3 Vérification d'interaction effort tranchant-moment fléchissant

Le CCM97 recommande de vérifier s'il y a interaction entre l'effort tranchant sollicitant et le moment plastique résistant et ce en vérifiant :

$$V_{Ed} \leq 0.5 V_{plRd} \quad 18$$

$$\text{Avec : } V_{z,Ed} = \frac{Q_{z,Ed} \times L}{2} \quad V_{y,Ed} = \frac{5 Q_{y,Ed} \times L}{8}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad \gamma_{M0} = 1.1$$

$$A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \quad A_{vy} = 2bt_f$$

¹⁷ Formule 5.35 CCM97 page 68

¹⁸ Formule 5.20 CCM97 page 64

Tableau III.7: Vérification de l'effort tranchant.

Profilé	$V_{zed}(daN)$	$V_{yed}(daN)$	$V_{ply,Rd}(daN)$	$V_{plz,Rd}(daN)$	Formule		Vérification	
					zz	yy	zz	yy
IPE180	1129.14	55.35	21015.55	16171.5	0.07	0.003	C.V	C.V
IPE240	1886	86.81	33948	27608.3	0.002	0.07	C.V	C.V

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

III.II.4.4 Vérification au déversement

Le CCM97 propose une formule approximative pour calculer l'élanement géométrique :

$$\lambda_{LT} = \frac{L_D / i_z}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L_D / i_z}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0.25}} \quad 19$$

Avec : $L_D = L/2$ (les liernes sont considérés comme maintien latéral) ;

$$C_1 = 1.132^{20} ;$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon \text{ où } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92 \text{ d'où } \lambda_1 = 86.8 ;$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \quad \beta_w = 1 \text{ (Classe 1) ;}$$

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) \quad \alpha_{LT} = 0.21(\text{profilé laminés}) ;$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \geq 0.4 ;$$

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

$$k_{LT} = 1 \quad \text{Car l'effort normale} = 0.$$

$$\frac{k_{LT} \cdot M_{yEd}}{M_{bRd}} + \frac{k_z \cdot M_{zEd}}{W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1^{21}$$

¹⁹ Formule B.20 CCM97 page 148

²⁰ Tableau B.1.2 CCM97 page 144

²¹ Formule 5.52 CCM97 page 85

Tableau III.8: vérification au déversement.

	L_D	λ_{LT}	$\overline{\lambda_{LT}}$	ϕ_{LT}	χ_{LT}	M_{bRd}	Formule	Vérification
IPE180	3	103.5	1.19	1.3	0.53	2200	0.76	C.V
IPE240	5	124.47	1.43	1.65	0.4	3670	0.54	C.V

- ✓ Le déversement est vérifié.
- ✓ IPE180 est retenu pour les trames de 6m et 5m.
- ✓ IPE240 est retenu pour les trames de 10m et 8m.

III.III Les lisses de bardages

Les lisses, constituées de profilés métalliques en forme de I ou de U, sont disposées horizontalement le long des murs et des pignons afin d'assurer la fixation du bardage. Leur rôle est **de reprendre les efforts**, notamment ceux dus au vent, et **de les transmettre aux poteaux et potelets** auxquels elles sont fixées. Elles sont orientées de manière à travailler suivant leur forte inertie face aux actions du vent.

III.III.1 Dimensionnement des lisses

Pour le dimensionnement, le critère de la flèche admissible est utilisé en premier lieu afin de déterminer l'inertie nécessaire de la section. Le choix du profilé approprié est ensuite effectué en fonction de cette inertie requise

$$I_y \geq \frac{5 \times Q_{z,ser} L^3 \times 200}{384 E} = \frac{5 \times 1.71 \times 1.2 \times 200 \times 6000^3}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 549 \times 10^4 mm^4$$

Le profilé retenu est : UPN160 avec $I_y = 925 \times 10^4 mm^4$

Tableau III.9: caractéristique du profilé.

	h(mm)	b(mm)	t_f	t_w	I_z	A(mm ²)	$W_{ply}(mm^3)$	$W_{plz}(mm^3)$
UPN160	160	65	10.5	7.5	85.3×10^4	2400	138×10^3	35.2×10^3

III.III.2 La combinaison de charges la plus défavorables

III.III.2.1 Charges permanentes

Poids du bardage **LL50** = 13.98 daN/m²

Poids propre de la Panne (UPN 160) = 18.8daN/m

Espacement =1.2m.

$$G=13.98 \times 1.2 + 18.8 = 35.57 \text{ daN/m.}$$

III.III.2.2 Les charges climatiques

La pression maximale calculée sur la zone C de la paroi verticale est de **-171.86daN/m²**.

$$W=-206.2 \text{ daN/m.}$$

III.III.2.3 Combinaison à l'ELU

$$Q_{z.Ed} = -1.5W = 309.3 \text{ daN/m}$$

$$Q_{y.Ed} = 1.35G = 48 \text{ daN/m}$$

III.III.2.4 Combinaison à l'ELS

$$Q_{z.ser} = W = -206.2 \text{ daN/m}$$

$$Q_{y.ser} = G = 35.57 \text{ daN/m}$$

III.III.3 Vérification de la flèche

III.III.3.1 Flèche horizontale (due au vent)

$$f_{ser_z} = \frac{5 Q_{z.ser} L^4}{384 E I_y} = 18 \text{ mm} \leq \frac{L}{200} = 30 \text{ mm} \quad \text{vérifier}$$

III.III.3.2 Flèche verticale (due au poids propre)

$$f_{ser_y} = \frac{2.05 Q_{y.ser} L/2^4}{384 E I_y} = 8 \text{ mm} \leq \frac{L/2}{200} = 15 \text{ mm} \quad \text{vérifier}$$

III.III.3.3 Flèche totale

$$f_{tot} = \sqrt{f_{ser_z}^2 + f_{ser_y}^2} = 20 \text{ mm} \leq \frac{L}{200} = 30 \text{ mm}$$

III.III.4 Vérification de la résistance et la stabilité

III.III.4.1 Classification de section

La classification des sections transversales est effectuée conformément à CCM97

Semelle comprimée : $\frac{c}{t_f} = 5.74 \leq 10\epsilon \rightarrow$ Semelle de classe 1

Ame fléchie : $\frac{d}{t_w} = 14 \leq 72\epsilon \rightarrow$ Ame de classe 1 avec $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92$

Donc, la section est de classe 1 vis-à-vis de la flexion

III.III.4.2 Vérification de la flexion déviée

La vérification se fera en utilisant la formule suivante :

$$\left(\frac{M_{yEd}}{M_{plyRd}}\right) + \left(\frac{M_{zEd}}{M_{plzRd}}\right) < 1 \quad 22$$

Avec : $M_{plyRd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{138 \times 275 \times 10^{-1}}{1} = 3795 \text{ daN.m}$

$$M_{plzRd} = \frac{W_{plz} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{35.2 \times 275 \times 10^{-1}}{1} = 968 \text{ daN.m}$$

$\alpha=2$ pour les sections en I et H.

$\beta=1$ il n'y a pas d'effort normal.

Tableau III.10: Vérification flexion déviée.

$M_{yEd}(\text{daN.m})$	$M_{plyRd}(\text{daN.m})$	$M_{zEd}(\text{daN.m})$	$M_{plzRd}(\text{daN.m})$
1392	3795	40	968

$$\left(\frac{1392}{3795}\right)^2 + \left(\frac{40}{968}\right)^1 = 0.17 < 1$$

✓ Flexion déviée est vérifiée.

III.III.4.3 Vérification au déversement

Le CCM97 propose une formule approximative pour calculer l'élancement géométrique :

$$\lambda_{LT} = \frac{L_D / i_{LT}}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{(L_D / i_{LT})^2}{25.66} \right]^{0.25}} \quad 23$$

Avec : $L_D = 3m$ (les liernes sont considérés comme maintien latéral) ;

²² Formule 5.36 CCM97 page68

²³ Formule B.21 CCM97 page148

$$C_1 = 1.132 ;$$

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

$$i_{LT} = \sqrt{\frac{I_z}{A-0.5t_w h_s}} = 21.5 ; \quad \lambda_{LT} = 75.8.$$

$$h_s = h - t_f = 149.5mm$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon \text{ où } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92 \text{ d'où } \lambda_1 = 86.8 ;$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} > 0.4 ;$$

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

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

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) \quad \text{Avec } \alpha_{LT} = 0.21 ;$$

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

Tableau III.11: vérification au déversement.

	L_D	λ_{LT}	$\bar{\lambda}_{LT}$	ϕ_{LT}	χ_{LT}	M_{bRd}	Formule	Vérification
UPN160	3	75.8	0.87	0.95	0.75	2587	0.53	C.V

✓ Le déversement est vérifié

Donc le profilé **UPN160** est retenu pour les lisses de bardage.

III.IV Les potelets

Les potelets, réalisés à partir de profilés métalliques en I ou en **H**, ont pour fonction **d'assurer la stabilité du bardage en reprenant les actions horizontales du vent**. Les efforts transmis par les lisses induisent principalement une flexion, tandis que les charges verticales et le poids propre génèrent un effort de compression. Ces éléments sont donc dimensionnés sous l'effet combiné de la compression et de la flexion, correspondant à un état de **flexion composée**.

III.IV.1 Dimensionnement des potelets

Pour le dimensionnement, le critère de la flèche admissible est utilisé en premier lieu afin de déterminer l'inertie nécessaire de la section. Le choix du profilé approprié est ensuite effectué en fonction de cette inertie requise.

- La hauteur du potelet $H=11\text{m}$ (les fermes ont une hauteur de 3m)
- L'espacement entre les potelets $d=5.2\text{m}$
- La surface offerte au vent par potelet $S=11 \times 5.2=57.2 \text{ m}^2$

$$f_{ser} = \frac{5 Q_{z.ser} L^4}{384 E I_y} \leq \frac{L}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times Q_{z.ser} L^3 \times 200}{384 E} = \frac{5 \times 1.7 \times 5.2 \times 11000^3 \times 200}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 14590 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

On choisit IPE360 de classe S275 avec $I_y = 16270 \times 10^4 \text{ mm}^4$

Tableau III.12 : caractéristique de IPE360.

$G_{potelet}$ (kg/ml)	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (cm^2)	I_y (cm^4)	i_y (cm)	i_z (cm)	$W_{pl,y}$ (cm^3)	$W_{el,y}$ (cm^3)
57.2	360	170	8	12.7	72.7	16270	15	3.79	1019	904

III.IV.2 Combinaison de charges

III.IV.2.1 Charges permanentes

- Poids du bardage **LL50** = 13.98 daN/m^2
- Poids du potelet : $G2=57.1\text{daN/m}$
- Poids des lisses de bardages UPN160 : $G3=18.8\text{daN/m}$
 $G = G1 \times S + G2 \times h + G3 \times 7 \times d = 13.98 \times 57.2 + 57.1 \times 11 + 18.8 \times 7 \times 5.2 = 2112 \text{ daN}$

$$\mathbf{G=2112daN.}$$

III.IV.2.2 Charges du vent

$$W=171.86 \times 5.2=894 \text{ daN/m}$$

$$\mathbf{W=894daN/m.}$$

III.IV.2.3 Combinaison à l'ELS

$$Q_{yser} = G = 2112 \text{ daN}$$

$$Q_{zser} = W = 894 \text{ daN/m}$$

III.IV.2.4 Combinaison à l'ELU

$$Q_{yed} = 1.35G = 2851 \text{ daN}$$

$$Q_{zed} = 1.5W = 1341 \text{ daN/m}$$

III.IV.3 Vérifications

Les potelets étant des éléments principalement sollicités en compression et en flexion due aux actions du vent sur le bardage, la vérification de stabilité est réalisée vis-à-vis du flambement. Le phénomène de déversement n'est pas considéré car il concerne principalement les éléments fléchis tels que les poutres.

III.IV.3.1 Classification de profilé

Semelle comprimée :

$$\frac{b/2 - t_w/2 - r}{t_f} = \frac{170/2 - 8/2 - 18}{12.7} = 4.96 < 10\varepsilon = 9.2 \quad \text{la semelle est de classe 1}$$

Ame fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298.6}{8} = 37.3 < 72\varepsilon = 66.24 \quad \text{l'ame est de classe 1}$$

Donc le profilé est de classe 1, il peut développer une résistance plastique

III.IV.3.2 Vérification de la résistance en section

Le CCM97 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 :

$$N_{ed} \leq \min \left(0.25N_{pl}; \frac{0.5 \times A_w \times F_y}{\gamma_{M0}} \right)$$

$$\text{Avec : } A_w = A - 2bt_f = 7270 - 2 \times 170 \times 12.7 = 2952 \text{ mm}^2$$

$$0.25N_{pl} = 0.25 \frac{A \times F_y}{\gamma_{M0}} = 0.25 \times \frac{7270 \times 275}{1.1} \times 0.1 = 45437.5 \text{ daN}$$

$$\frac{0.5 \times A_w \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 \times 2952 \times 275 \times 0.1}{1.1} = 36900 \text{ daN}$$

$$N_{ed} = Q_{yed} = 2851 \leq 36900$$

Vérifier le moment résistance plastique n'est pas réduit sous l'effet de l'effort normal de compression $M_{plyRd} = M_{Ny,Rd}$

$$\frac{M_{yEd}}{M_{plyRd}} \leq 1$$

Avec $M_{yEd} = \frac{Q_{zed} \times L^2}{8} = \frac{1341 \times 11^2}{8} = 20282.6 daN.m$

$$M_{plyRd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1019 \times 275 \times 0.1}{1.1} = 25475 daN.m$$

$$\frac{20282}{25475} = 0.77 \leq 1$$

✓ Résistance en section vérifiée.

III.IV.3.3 Vérification de la résistance au flambement

-Détermination de χ_{min} :

$$\chi_{z,y} = \frac{1}{\phi_{z,y} + \sqrt{\phi_{z,y}^2 - \bar{\lambda}_{z,y}^2}}$$

$$\bar{\lambda}_{z,y} = \frac{\lambda_{z,y}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{z,y} = \frac{l_{fz,y}}{i_{z,y}}$$

$$\phi_{z,y} = 0.5(1 + \alpha_{z,y}(\bar{\lambda}_{z,y} - 0.2) + \bar{\lambda}_{z,y}^2)$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2.11 \geq 1.2 & \text{courbe a ; } \alpha = 0.21 \quad \text{Axe yy} \\ t_f = 12.7mm \leq 40mm & \text{courbe b ; } \alpha = 0.34 \quad \text{Axe zz} \end{array} \right.$$

Tableau III.13: paramètres du flambement.

Axe	l_f (m)	Courbe	α	λ	$\bar{\lambda}$	Φ	χ
y-y	11	a	0.21	73	0.84	0.92	0.77
z-z	1.5	b	0.34	37	0.45	0.65	0.92

$$\chi_{min} = \chi_y = 0.77$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2\beta_{M,y} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.84 \cdot (2 \times 1.3 - 4) + \frac{1019 - 904}{904} = -1 \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-1 \times 2851}{0.77 \times 7270 \times 275 \times 0.1} = 1.02 \leq 1.5$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \cdot M_{yEd}}{W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}}^{24} = \frac{2851}{0.77 \times 7270 \times 275 \times 0.01 / 1.1} + \frac{1.02 \times 20282.6}{1019 \times 10^3 \times 275 \times 0.01 / 1.1} = 0.21 \leq 1$$

✓ Flambement vérifié.

Donc **IPE360** est retenu pour les potelets.

III.V Récapitulatif

Après vérification de chaque élément selon les charges correspondantes, on adopte les profils suivants :

- ✓ IPE240 pour les pannes de 10m et 8m.
- ✓ IPE180 pour les pannes de 6m et 5m.
- ✓ UPN160 pour les lisses de bardages.
- ✓ IPE360 pour les potelet.

²⁴ Formule 5.51 CCMA 97 page 82

CHAPITRE IV
ETUDE DU PLANCHER ET
DE L'ESCALIER

IV.I Introduction

Le plancher collaborant est constitué des profiles en acier associé à une dalle en béton, reliés par des connecteurs de cisaillement permettant d'assurer le travail composite des deux matériaux. Ce qui permet de tirer parti des caractéristiques techniques des deux matériaux pour obtenir une résistance et une capacité portante élevées. Les profilés en acier ductiles offrent une résistance supérieure à la traction, tandis que la dalle en béton offre une bonne résistance à la compression. De plus, le plancher collaborant présente des avantages en termes d'isolation thermique et acoustique. Il constitue également une alternative plus légère et rapide à mettre en place.

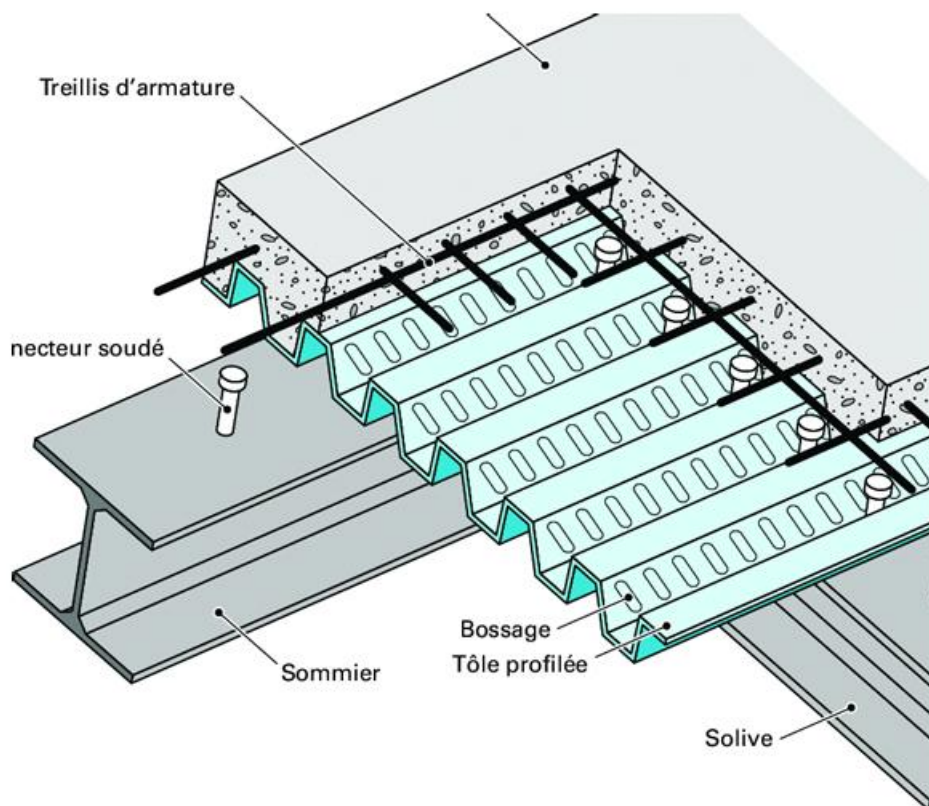


Figure IV.1 : plancher collaborant.

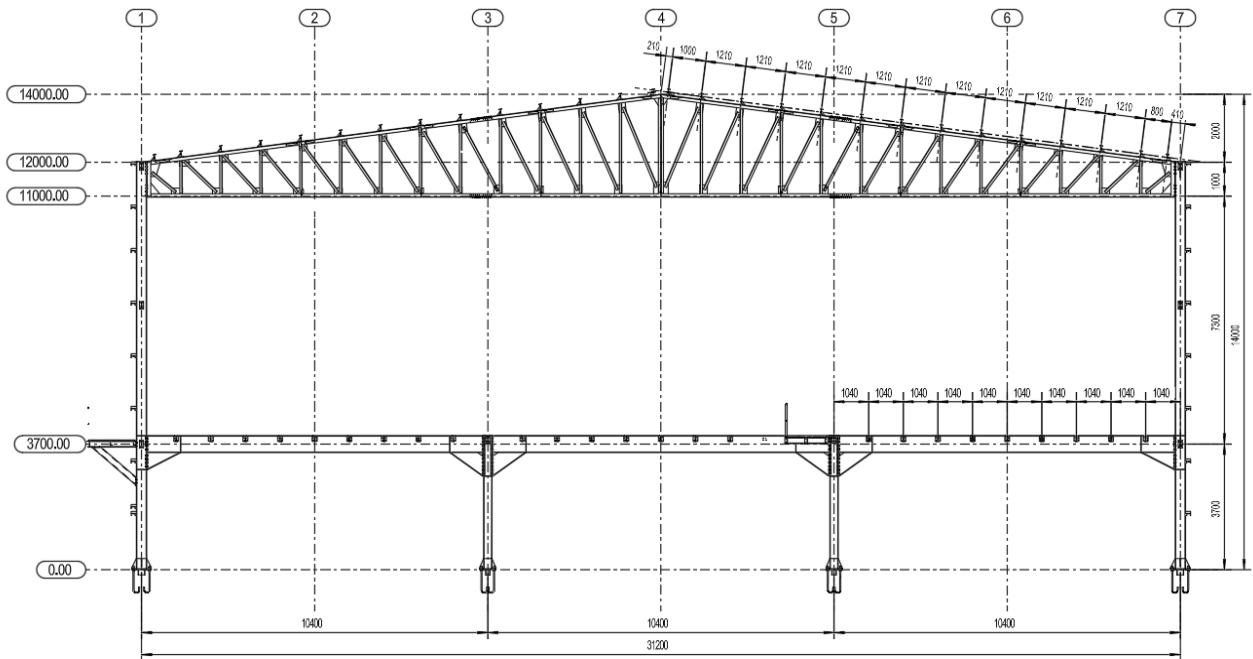


Figure IV.2: plan des solives.

IV.II Dimensionnement des solives

IV.II.1 Disposition des solives

Dans une première approche de dimensionnement du plancher, chaque trame 9 solives, espacées de 1.04 mètres

- L'espacement entre les solives est $d = 1.04\text{m}$;
- La longueur de solives est $L = 5\text{m}$;
- L'épaisseur de la dalle $e = 12\text{cm}$;
- On propose des solives de IPE200.

Tableau IV.1 : caractéristique du profilé IPE200.

G (kg/ml)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (mm ²)	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	i_y (cm)	i_z (cm)	$W_{pl,y}$ (cm ³)
22.4	200	100	159	5.6	8.5	2850	1943	142	8.26	2.24	221

IV.II.2 Vérification au stade de montage

Au stade de montage, avant le coulage du béton, les solives travaillent seules. Elles sont donc vérifiées en **flexion** et au **déversement**, car la semelle comprimée n'est pas encore maintenue latéralement par la dalle béton.

IV.II.3 Évaluation des charges

IV.II.3.1 Les charges permanentes G

- Poids de la dalle en béton (12 cm) : $G1 = 300 \text{ daN/m}^2$
 - Poids de la tôle (Hi-Bond 55.8) : $G2 = 10.2 \text{ daN/m}^2$
 - Poids de solive IPE200 : $G3 = 22.4 \text{ daN/m}$
- $$G = (G1 + G2) \times d + G3 = (300 + 10.2) \times 1.04 + 22.4$$
- G = 345 daN/m.**

IV.II.3.2 Les charges d'exploitation Q

En phase de construction (coulage du béton), la charge d'exploitation **Q** correspond au personnel présent sur le chantier (exécution, encadrement, visiteurs) avec petit outillage.

$$Q = 0,75 \text{ à } 1,00 \text{ kN/m}^2.^{25}$$

$$\mathbf{Q=104 daN/m.}$$

IV.II.3.3 Combinaison de charges

- ELU : $1.35G + 1.5Q = 622 \text{ daN/m.}$
- ELS : $G + Q = 449 \text{ daN/m.}$

IV.II.4 Vérification de la flèche

$$f_{adm} = L/250 \dots\dots$$

$$f_{admz} = 5000/250 = 20 \text{ mm}$$

$$f_{ser} = \frac{5}{384} * Q_{z,ser} \frac{L^4}{E * I_y} = \frac{5 \times 449 \times 5^4 \times 10}{384 \times 2.1 \times 1943} = 9 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm}$$

✓ La flèche est vérifiée.

IV.II.5 Vérification des instabilités à l'ELU

IV.II.5.1 Classification du profilé

La classification des sections transversales est effectuée conformément à CCM97

- Semelle comprimée : $\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b-t_w}{2} - r}{t_f} = 4.14 \leq 10\epsilon \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$

²⁵ Tableau 4.1 EN 1991-1-6 page 20

- Ame fléchie : $\frac{d}{t_w} = 28.4 \leq 72\varepsilon \rightarrow$ Ame de classe 1 avec $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92$

Donc, la section est de classe 1 vis-à-vis de la flexion.

IV.II.5.2 Résistance en section

Résistance en section:

$$M_{y, Ed} \leq M_{ply, Rd}$$

$$M_{y, Ed} = \frac{Q_u * L^2}{8} = \frac{622 * 5^2}{8} = 1943.7 \text{ daN.m.}$$

$$M_{ply, Rd} = \frac{W_{ply} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{221 * 275 * 0.1}{1.1} = 5525 \text{ daN.m.}$$

$$1943.7 \leq 5525.$$

✓ La résistance en section est vérifiée.

IV.II.5.3 Vérification d'effort tranchant et interaction M et V

$$V_{ed} \leq 0.5 V_{pl, rd}$$

$$V_{ed} = \frac{Q_u * L}{2} = \frac{622 * 5}{2} = 1555 \text{ daN}$$

$$V_{pl, rd} = \frac{A_v f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{1401.6 * 275 / \sqrt{3}}{1.1} = 20230.3 \text{ daN}$$

$$A_{vz} = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r)t_f$$

$$A_{vz} = 2850 - 2 \times 100 \times 8.5 + (5.6 + 2 \times 12) \times 8.5 = 1401.6 \text{ mm}^2$$

$$\frac{V_{y, Ed}}{V_{ply, Rd}} = 0.1 \leq 0.5$$

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

IV.II.5.4 Vérification de déversement

Le CCM97 propose une formule approximative pour calculer l'élancement géométrique :

$$\lambda_{LT} = \frac{L_D / i_z}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L_D / i_z}{h / t_f} \right]^2 \right]^{0.25}} \quad \text{B.21(P148)}$$

Avec : $L_D = L$;

$$C_1 = 1.132 ;$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon \text{ où } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92 \text{ d'où}$$

$$\lambda_1 = \mathbf{86.8} ;$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

$$\beta_w = 1 \text{ (Classe 1) ;}$$

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

$$\alpha_{LT} = 0.21(\text{profilé laminés}) ;$$

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

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

$$M_{y, Ed} \leq M_{b, rd}$$

Tableau IV.2 : vérification au déversement.

	$L_D(m)$	λ_{LT}	$\overline{\lambda_{LT}}$	ϕ_{LT}	χ_{LT}	$M_{bRd}(daN.m)$	$M_{y, Ed}$	Vérification
IPE200	5	136	1.5	1.7	0.4	2210	1928.1	C.V

✓ Le déversement est vérifié.

IV.II.6 Vérification au stade finale

Après durcissement, le béton participe à la rigidité de la section mixte acier-béton.

Pour que la dalle travaille uniquement en compression, il faut vérifier que :

$$F_a > F_b$$

Où F_a est l'effort résistant du profilé IPE 200 et F_b celui de la dalle en béton armé.

IV.II.7 Détermination de la position de l'axe neutre

IV.II.7.1 Calcul de b_{eff}

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

$$b_{eff} = \min(2 \times \frac{l_0}{8} ; d)$$

$$b_{eff} = \min(2 \times \frac{5}{8} ; 1.04) = 1.04 \text{ m}$$

$$\mathbf{b_{eff} = 1.04m.}$$

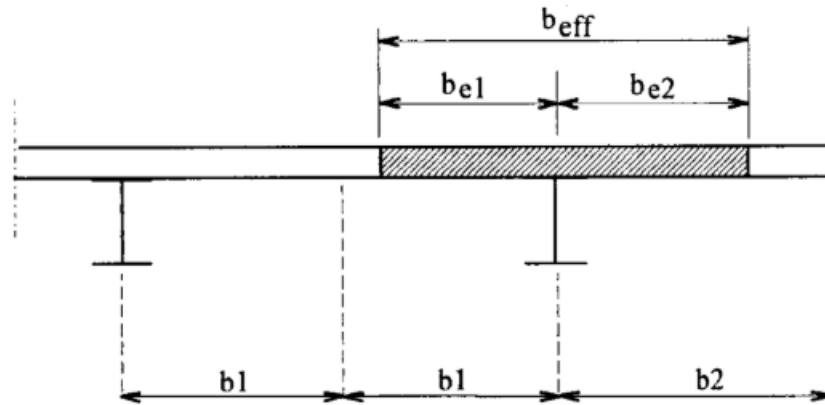


Figure IV.3 : largeur participante de la dalle.

IV.II.7.2 L'axe neutre

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

$$F_a > F_c$$

F_a : est l'effort résistant à la traction ou à la compression du profile IPE 200.

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

$$F_a = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a} = \frac{0.1 \cdot 2850 \cdot 275}{1.1} = 71250 \text{ daN}$$

$$F_c = \frac{0.85 \cdot f_{c28} \cdot b_{eff} \cdot h_c}{\gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 30 \cdot 1.04 \cdot 0.065 \cdot 10^5}{1.5} = 114920 \text{ daN}$$

$$F_c > F_a$$

$$114920 \geq 71250$$

L'axe neutre situé dans la dalle.

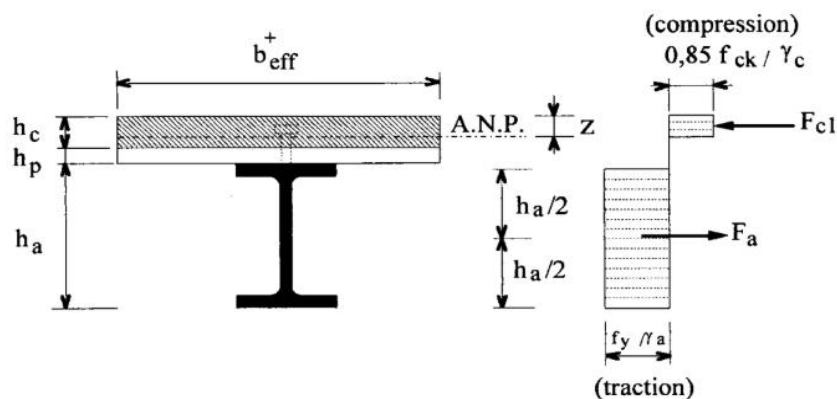


Figure IV.4 : contrainte du plancher collaborant²⁶.

²⁶ Livre « construction métallique et mixte acier-béton » page 432

Où : La profondeur de l'axe neutre par rapport au fibre supérieure la plus comprimée

$$z_c = \frac{F_c}{0.85b f_{c28}/\gamma_b} \leq h_c$$

$$z_c = \frac{1149200}{0.85 \times 1040 \times 30 / 1.5} = 65mm$$

$$z_c = 6.5cm.$$

IV.II.7.3 Inertie de la section mixte

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

$$I = 1943 + \frac{104.6.5^3}{12 \times 13.13} + \frac{28.5.(6.5+2 \times 5.5+20)^2}{4(1+13.13 \times 0.03)}$$

$$I = 9312cm^4$$

$$r_c = \frac{A_a}{b_{eff}.h_c} = \frac{2850}{1040 \times 65} = 0.04$$

$$n = \frac{E_a}{E'_c} = \frac{E_a}{\frac{E_{cm}}{2}} = \frac{210}{\frac{32}{2}} = 13.13$$

E_a : Module d'élasticité du profilé en acier (210 KN/mm²).

E'_c : Module équivalent du béton égal à $\frac{E_{cm}}{2}$ pour le cas général.

E_{cm} : Module sécant du béton dépendant de la résistance de ce dernier en compression (Fck= 30 Mpa ; $E_{cm}=32kN/mm^2$ ²⁷).

IV.II.8 Evaluation des charges

IV.II.8.1 Les Charges permanentes G

- Poids de la dalle en béton (12 cm) : G1 = 300daN/m².
- Poids de la tôle (Hi-bond 55-0.8) : G2 = 10.2daN/m².
- Poids de revêtement en résine (2 mm) : G3 = 28 daN/m².
- Poids de Chape au ciment : G4=0,02×2000 = 40 (daN/m²).
- Poids Cloison : G5= 100 (daN/m²).
- Poids Faux plafond : G6=10 (daN/m²).
- Poids de solive IPE200 : G7 = 22.4 daN/m.

$$G = \sum_{n=1}^6 G \times d + G4 = (300+ 10.2 + 28+40+100+10) \times 1.04 + 22.4 = 530.1daN/m.$$

$$G=530.1daN/m.$$

²⁷ Tableau 3.2- Structure mixte BC.2.4.10

IV.II.8.2 Les charges d'exploitation Q

En phase final la charge d'exploitation correspond à la charge venant d'escalier :

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

$$Q = 250 \times d = 260 \text{ daN/m}$$

IV.II.8.3 Combinaison de charges

- ELU : $1.35G + 1.5Q = 1105.6 \text{ daN/m}$
- ELS : $G + Q = 790 \text{ daN/m}$

IV.II.9 Vérification de la flèche

$$f_{\text{adm}} = L/250 \dots\dots$$

$$f_{\text{admz}} = 5000/250 = 20 \text{ mm}$$

$$f_{\text{ser}} = \frac{5}{384} * Q_{z,\text{ser}} \frac{L^4}{E * I_y} + f_1 = \frac{5 \times 790 \times 5^4 \times 10}{384 \times 2.1 \times 9312} + 9 = 12.3 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm}$$

✓ La flèche est vérifiée.

IV.II.10 Vérification de la résistance en section à l'ELU

La section est de classe 1 vis-à-vis de la flexion

$$M_{y, \text{Ed}} \leq M_{\text{ply, Rd}}$$

$$M_{y, \text{Ed}} = \frac{Q_u * L^2}{8} = \frac{1105.6 * 5^2}{8} = 3455 \text{ daN.m}$$

$$M_{\text{ply, Rd}} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} + h_p \right) - (F_a - F_b) \left(\frac{z_c + h_p}{2} \right)$$

$$M_{\text{ply, Rd}} = 71250 \left(\frac{20}{2} + \frac{6.5}{2} + 5.5 \right) - (71250 - 114920) \left(\frac{6.5 + 5.5}{2} \right) \times 10^{-2} = 15979.5 \text{ daN.m}$$

$$3455 \leq 15979.5$$

✓ La résistance en section est vérifiée.

IV.III Calcul des connecteurs

Selon l'Eurocode 4 Afin qu'il y ait une connexion complète de la poutre mixte il est nécessaire que :

$$N_f \geq \frac{V_l}{P_{Rd}} \dots\dots^{28}$$

N_f : le nombre des connecteurs.

IV.III.1 Calcul de l'effort de cisaillement V_l

C'est l'effort de cisaillement longitudinal. il détermine la capacité de la structure à transférer les forces horizontales entre la dalle en béton et la solive acier.

$$V_l = \min \left(F_a = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a} ; F_b = \frac{0.85 \cdot f_{c28} \cdot b_{eff} \cdot h_c}{\gamma_b} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \right) \dots\dots^{29}$$

$-A_{se}$ = l'aire des armateurs longitudinaux comprimés qui a été incluse dans le calcul de ($A_{se} = 0$)

$$V_l = \min (71250 ; 114920 + 0).$$

$$V_l = 71250 \text{ daN.}$$

IV.III.2 Calcul de l'effort résistant de connecteur P_{Rd}

C'est la résistance ultime d'un connecteur. Il représente la charge maximale que peut supporter un goujon avant rupture ou décollement du béton.

$$P_{Rd} = \min \left(\frac{0.8 \cdot f_u}{\gamma_v} \frac{\pi \cdot d^2}{4} ; 0.29 \alpha d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{c28} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \right) \dots\dots^{30}$$

On opte pour un connecteur de cisaillement de diamètre $d=19\text{mm}$ dont les caractéristiques³¹ sont les suivantes :

- $d_1 = 19 \text{ mm}$;
- $d_s = 32 \text{ mm}$;
- $l_2 = 95 \text{ mm}$.

$$\frac{0.8 \cdot f_u}{\gamma_v} \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{0.8 \cdot 430}{1.25} \frac{\pi \cdot 19^2}{4} = 7802.708 \text{ daN.}$$

$$0.29 \alpha d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{c28} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} = 0.29 \times 1 \times 19^2 \cdot \frac{\sqrt{30 \times 30500}}{1.25} = 80113 \text{ daN.}$$

$$P_{Rd} = \min (7802.7 ; 80113) \text{ daN.}$$

$$P_{Rd} = 7802.7 \text{ daN.}$$

²⁸ ENV 1994-1-1 :1992 Page 102 6.1.1(2)

²⁹ ENV 1994-1-1 :1992 Page 105 paragraphe 6.2.1.1(1)

³⁰ ENV 1994-1-1 :1992 Page 108 paragraphe 6.3.2.1

³¹ ISO 13918 2017 pages 13

-Quand les nervures sont perpendiculaires aux solives, les goujons transmettent moins bien l'effort. On applique le coefficient k_t pour réduire la résistance :

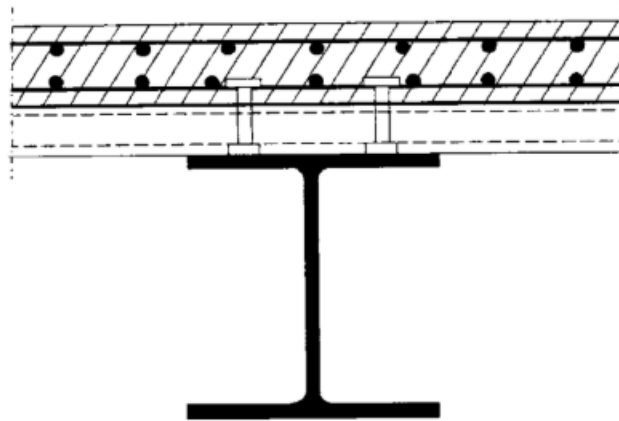


Figure IV.5: liaison solive-dalle.

$$k_t = \left(\frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \right) \cdot \left(\frac{b_0}{h_p} \right) \cdot \left(\frac{l_2}{h_p} - 1 \right) = \left(\frac{0.7}{\sqrt{1}} \right) \cdot \left(\frac{88.5}{55} \right) \cdot \left(\frac{95}{55} - 1 \right) = 0.82 \dots\dots^{(15)}$$

$$k_t = 0.82$$

$$P_{Rd} = 7802.7 \times 0.82$$

$$P_{Rd} = 6398.2 \text{ daN.}$$

Où :

- N_r : Nombre de goujon par nervure.

- b_0 : Largeur de la nervure.

$$N_f \geq \frac{71250}{6398.2} = 11.2.$$

11 connecteurs seront fixés par longueur critique par solive.

Longueur critique : $L_c = \frac{l_0}{2} = 2.5 \text{ m.}$

Espacement des connecteurs : $S = \frac{L_c}{N_f - 1} = \frac{250}{11 - 1} = 25 \text{ cm.}$

- **22 connecteurs seront fixés par solive avec un espacement de 25 cm.**

IV.IV Vérification des poutres maitresses et longitudinales

Dans cette partie, nous procéderons à la vérification des poutres longitudinales, parallèles aux solives, qui jouent le rôle de poutres secondaires, ainsi que des poutres maitresses, perpendiculaires aux solives, considérées comme poutres principales. À cet effet, le plancher sera modélisé à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis.

⁽¹⁵⁾ ENV 1994-1-1 :1992 Page 109 paragraphe 6.3.3.2(1)

Pour les données de modélisation, on adopte :

- Des poutres maîtresses de type IPE 500 ;
- Des poutres longitudinales de type IPE 240 ;
- Des solives de type IPE 200 ;
- Le plancher est constitué d'une dalle en béton armé d'une épaisseur de 12 cm.
- $G=185\text{daN/m}^2$. $Q=250\text{daN/m}^2$.

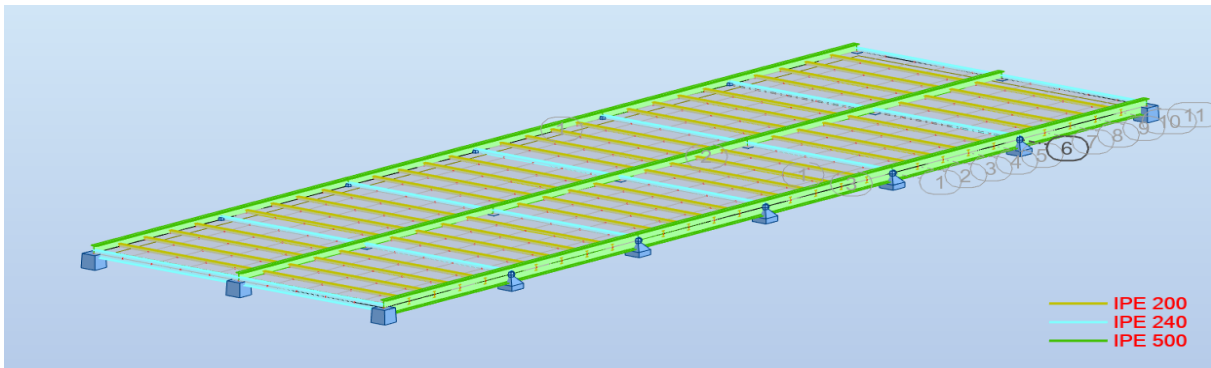


Figure IV.6 : modélisation de la dalle.

Après avoir lancer le calculs les profilés choisis ont vérifier

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1	☑ IPE 240	S 275	50.13	185.68	0.37	3 1.35G+1.5Q
2 Poutre_2	☑ IPE 240	S 275	50.13	185.68	0.37	3 1.35G+1.5Q
3 Poutre_3	☑ IPE 240	S 275	50.13	185.68	0.45	3 1.35G+1.5Q
4 Poutre_4	☑ IPE 240	S 275	50.13	185.68	0.45	3 1.35G+1.5Q
5	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
46	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
47	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
48	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
50	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
51	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.25	3 1.35G+1.5Q
52	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.24	3 1.35G+1.5Q
53	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.23	3 1.35G+1.5Q
54	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.23	3 1.35G+1.5Q
55	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.24	3 1.35G+1.5Q
56	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.25	3 1.35G+1.5Q
57	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
58	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
60	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
61	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
62	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
63 Poutre_63	☑ IPE 240	S 275	50.13	185.68	0.45	3 1.35G+1.5Q
64 Poutre_64	☑ IPE 240	S 275	50.13	185.68	0.45	3 1.35G+1.5Q
65	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
66	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
67	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
68	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
70	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
71	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
72	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
73	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
74	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
75	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
76	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
77	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
79	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
80	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
81	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
82	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
83 Poutre_83	☑ IPE 240	S 275	50.13	185.68	0.37	3 1.35G+1.5Q
84 Poutre_84	☑ IPE 240	S 275	50.13	185.68	0.37	3 1.35G+1.5Q
85 Poutre_85	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.23	3 1.35G+1.5Q
86 Poutre_86	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.24	3 1.35G+1.5Q
87 Poutre_87	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.25	3 1.35G+1.5Q
88 Poutre_88	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
90 Poutre_90	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
91 Poutre_91	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
92 Poutre_92	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
93 Poutre_93	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
94 Poutre_94	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
95 Poutre_95	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
96 Poutre_96	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
97 Poutre_97	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
98 Poutre_98	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.28	3 1.35G+1.5Q
100 Poutre_100	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.25	3 1.35G+1.5Q
101 Poutre_101	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.24	3 1.35G+1.5Q
102 Poutre_102	☑ IPE 200	S 275	60.54	223.65	0.23	3 1.35G+1.5Q
103	☑ IPE 500	S 275	50.92	241.54	0.19	3 1.35G+1.5Q
maitresse_103	☑ IPE 500	S 275	50.92	241.54	0.19	3 1.35G+1.5Q
maitresse_104	☑ IPE 500	S 275	50.92	241.54	0.19	3 1.35G+1.5Q
maitresse_105	☑ IPE 500	S 275	50.92	241.54	0.19	3 1.35G+1.5Q
106	☑ IPE 500	S 275	50.92	241.54	0.19	3 1.35G+1.5Q
107	☑ IPE 500	S 275	50.92	241.54	0.19	3 1.35G+1.5Q
maitresse_107	☑ IPE 500	S 275	50.92	241.54	0.19	3 1.35G+1.5Q
maitresse_108	☑ IPE 500	S 275	50.92	241.54	0.63	3 1.35G+1.5Q
maitresse_109	☑ IPE 500	S 275	50.92	241.54	0.63	3 1.35G+1.5Q
110	☑ IPE 500	S 275	50.92	241.54	0.63	3 1.35G+1.5Q
maitresse_110	☑ IPE 500	S 275	50.92	241.54	0.63	3 1.35G+1.5Q
maitresse_111	☑ IPE 500	S 275	50.92	241.54	0.63	3 1.35G+1.5Q
112 Poutre_112	☑ IPE 240	S 275	50.13	185.68	0.45	3 1.35G+1.5Q
113 Poutre_113	☑ IPE 240	S 275	50.13	185.68	0.45	3 1.35G+1.5Q
114 Poutre_114	☑ IPE 240	S 275	50.13	185.68	0.45	3 1.35G+1.5Q
115 Poutre_115	☑ IPE 240	S 275	50.13	185.68	0.45	3 1.35G+1.5Q
116	☑ IPE 240	S 275	50.13	185.68	0.45	3 1.35G+1.5Q
117 Poutre_117	☑ IPE 240	S 275	50.13	185.68	0.45	3 1.35G+1.5Q

Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
0.00	1 G	0.05	4 G+Q

Figure IV.7: vérification par robot.

IV.IV.1 Dimensionnement de la poutre palière

On propose IPE330.

Tableau IV.3 : caractéristique du profilé IPE330.

G (kg/ml)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	A (mm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	i _y (cm)	i _z (cm)	W _{pl,y} (cm ³)
49.1	330	160	271	7.5	11.5	6260	11770	788	13.7	3.55	804

IV.IV.2 Evaluation des charges

IV.IV.2.1 Les charges permanentes

- Poids de la dalle en béton (12 cm) : $G_1 = 300 \text{ daN/m}^2$.

- Poids de la tôle (Hi-bond55-0.8) : $G_2 = 10.2 \text{ daN/m}^2$.
- Poids de revêtement en résine (2 mm) : $G_3 = 28 \text{ daN/m}^2$.
- Poids de Chape au ciment : $G_4 = 0.02 \times 2000 = 40 \text{ (daN/m}^2\text{)}$.
- Poids Cloison : $G_5 = 100 \text{ (daN/m}^2\text{)}$.
- Poids Faux plafond : $G_6 = 10 \text{ (daN/m}^2\text{)}$.
- Poids de solive IPE200 : $G_7 = 22.4 \text{ daN/m}$.
- Poids de la poutre IPE330 : $G_8 = 49.1 \text{ daN/m}$.

$$G = \sum_{n=1}^6 G \times d + G_7 + G_8 = (300 + 10.2 + 28 + 40 + 100 + 10) \times 5 + 22.4 + 49.1 = 2513 \text{ daN/m}.$$

$$G = 2513 \text{ daN/m}.$$

IV.IV.2.2 Les charges d'exploitation Q

En phase final la charge d'exploitation correspond à la charge venant d'escalier :

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

$$Q = 250 \times d = 1250 \text{ daN/m}.$$

IV.IV.2.3 Combinaison de charges

- ELU : $1.35G + 1.5Q = 5268 \text{ daN/m}$.
- ELS : $G + Q = 3763 \text{ daN/m}$.

IV.IV.3 Vérification de la flèche

$$f_{adm} = L/250$$

$$f_{admz} = 5000/250 = 20 \text{ mm}$$

$$f_{ser} = \frac{5}{384} * Q_{z,ser} \frac{L^4}{E * I_y} = \frac{5 \times 3763 \times 5^4 \times 10}{384 \times 2.1 \times 11770} = 12.4 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm}$$

✓ La flèche est vérifiée.

IV.IV.4 Vérification des instabilités à l'ELU

La section est de classe 1 vis-à-vis de la flexion

IV.IV.4.1 Résistance en section

Résistance en section:

$$M_{y, Ed} \leq M_{ply, Rd}$$

$$M_{y, Ed} = \frac{Q_u * L^2}{8} = \frac{5268 * 5^2}{8} = 16463 \text{ daN.m}.$$

$$M_{ply, Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{804 \cdot 275 \cdot 0.1}{1.1} = 20100 \text{ daN.m.}$$

$$16463 \leq 20100$$

✓ La résistance en section est vérifiée.

IV.IV.4.2 Vérification d'effort tranchant et interaction M et V

$$V_{ed} \leq V_{pl, rd}$$

$$V_{ed} = \frac{Q_u \cdot L}{2} = \frac{5268 \cdot 5}{2} = 13170 \text{ daN}$$

$$V_{pl, rd} = \frac{A_v f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} = \frac{3080.2 \cdot 0.1 \cdot 275 / \sqrt{3}}{1.1} = 44458.9 \text{ daN}$$

$$A_{vz} = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) t_f$$

$$A_{vz} = 6260 - 2 \times 160 \times 11.5 + (7.5 + 2 \times 18) 11.5 = 3080.2 \text{ mm}^2$$

$$13170 \leq 44458.9$$

$$\frac{V_{y, Ed}}{V_{ply, Rd}} = 0.3 \leq 0.5$$

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

✓ Cisaillement vérifié.

IV.V Les escaliers

L'escalier est un élément de construction permettant d'assurer la circulation verticale entre deux étages. Il est composé d'une succession de marches dont la largeur s'appelle l'embranchement, la profondeur le giron et la hauteur la contremarche.

Sa structure se divise en volées, séparées par des paliers qui servent d'espaces de transition ou de repos. Les marches, éléments porteurs de l'ensemble, peuvent être fixées entre des limons ou appuyées dessus.

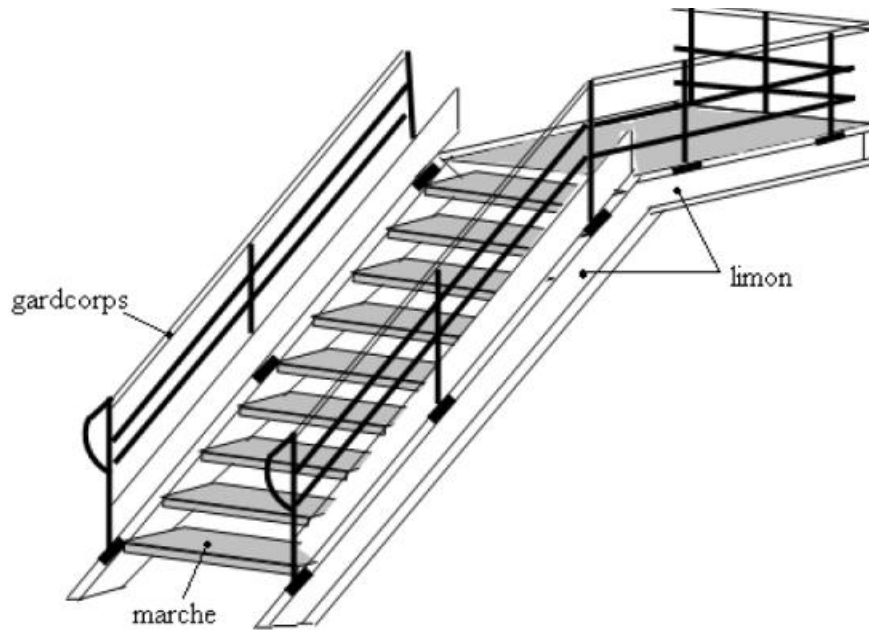


Figure IV.8: composantes de l'escalier.

IV.V.1 Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier

On a un escalier a deux volées :

- Hauteur d'étage : $H=3,70$ m ;
- Hauteur de contremarche : $16,5 \leq h \leq 18,5$ on la prend $h=17$ cm ;
- Giron (largeur de marche) : $27 \leq g \leq 30$ on la prend $g=28$ cm ;

Vérifier selon la **formule de Rondelet** : $60 \leq 2h+g = 62 \leq 66$

- Chaque volée comporte : 11 contre marche de 17 (cm) et 10 marches de 28 (cm) ;
- Pente de l'escalier $\tan(\alpha)=\frac{h}{g}$ $\alpha = 31.26^\circ$;
- Les dimensions de palier de repos : 1.2 (m) $\times$ 3 (m).

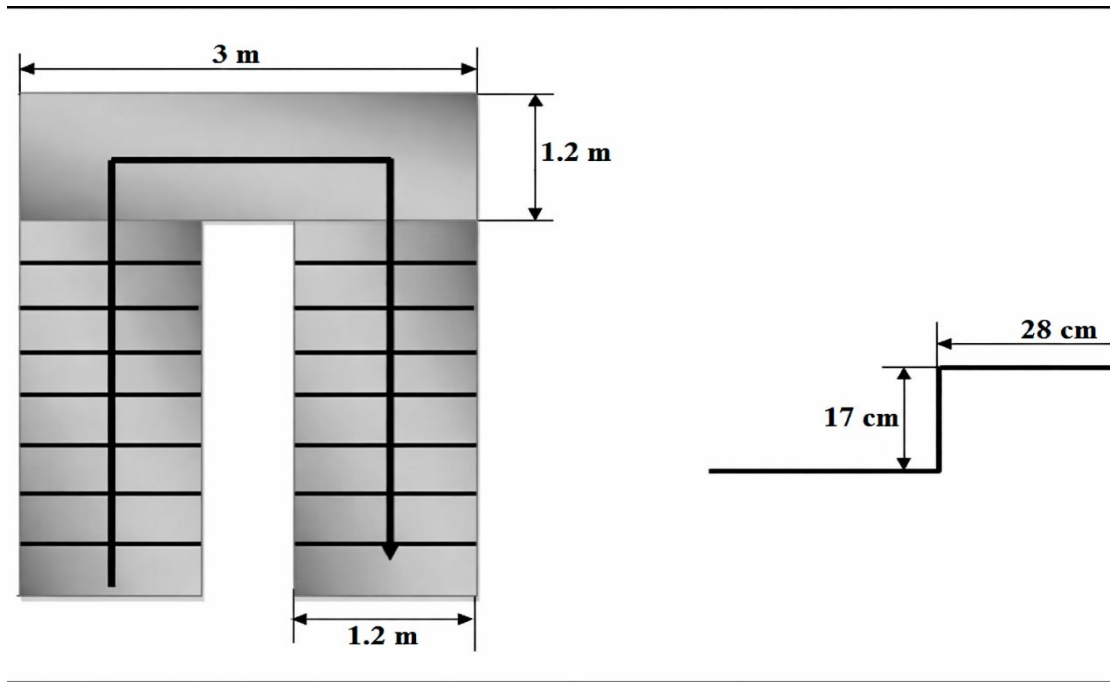


Figure IV.9: schéma statique de l'escalier.

IV.V.2 Vérification des supports de marche

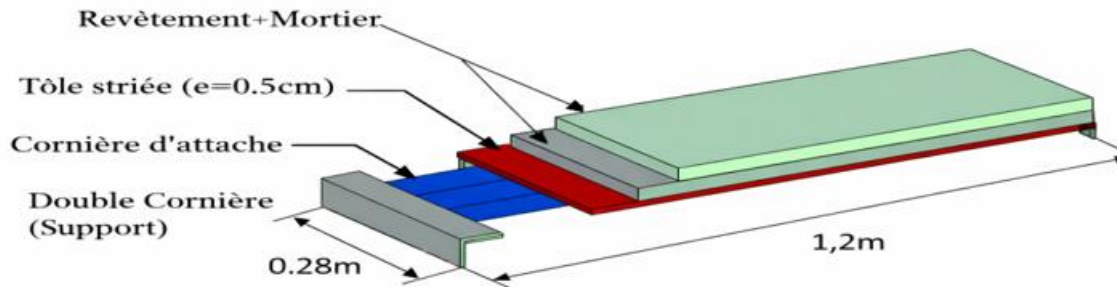


Figure IV.10: éléments constructifs d'une marche.

IV.V.2.1 Évaluation des charges

IV.V.2.1.1 Les charges permanentes

- Tôle striée ép. = 5 mm : $G1 = 7850 \times 0.005 = 39.25 \text{ daN/m}^2$.
- Mortier de pose (2cm) : $G2 = 2000 \times 0.002 = 40 \text{ daN/m}^2$.
- Poids de revêtement (carrelage 2cm) : $G3 = 2200 \times 0.002 = 44 \text{ daN/m}^2$.

$$G = (G1 + G2 + G3) \times g = 34.72 \text{ daN/m}.$$

IV.V.2.1.2 Les charges d'exploitation Q

$$Q = 2.5 \text{ KN/ m}^2 \text{ }^{32}$$

- $Q_{ser} = G + Q \times g = 104.72 \text{ daN/m.}$
- $Q_u = 1.35G + 1.5Q \times g = 152 \text{ daN/m.}$

IV.V.2.2 Dimensionnement des supports de marches

$$f_{ser} = \frac{5 Q_{z.ser} L^4}{384 E I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times Q_{z.ser} L^3 \times 250}{384 E} = 3.56 \text{ mm}^4$$

On prend une cornière CAE40*40*4.

Tableau IV.4 : caractéristique des cornières 40*40*4.

G (kg/ml)	h =b(mm)	t(mm)	A(cm ²)	I _y = I _z (cm ⁴)	i _y = i _z (cm)	W _{el,y} (cm ³)	A _{vz} (cm ²)
2.42	40	4.0	3.08	4.47	0.121	1.55	1.6

$$G = (G1 + G2 + G3) \times g + G4 = 37.14 \text{ daN/m.}$$

- $Q_{ser} = G + Q \times g = 107.15 \text{ daN/m.}$
- $Q_u = 1.35G + 1.5Q \times g = 155.3 \text{ daN/m.}$

IV.V.3 Vérification à l'ELS

$$f_{cal} \leq f_{adm} = L/250 = 5.2 \text{ mm}$$

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \frac{Q_{ser} L^4}{E \cdot I_y} = 1.47 \text{ mm}$$

✓ La flèche est vérifiée.

IV.V.4 Vérification à l'ELU

IV.V.4.1 Classification de section

$$\frac{h}{t} = 10 \leq 15\epsilon.$$

³² DTRBC2.2 pages 21

$$\frac{b+h}{2t} = 10 \leq 11.5 \varepsilon.$$

✓ La cornière est de classe 3 vis-à-vis de la flexion.

IV.V.4.2 Résistance en section

$$M_{ed} \leq M_{el, Rd}$$

$$M_{ed} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = 32.8 \text{ daN.m}$$

$$M_{el, Rd} = \frac{W_{el} f_y}{\gamma_{M0}} = 38.75 \text{ daN.m}$$

$$32.8 \leq 38.75$$

✓ La résistance en section est vérifiée donc la cornière est adoptée pour les marches.

IV.V.4.3 Vérification d'effort tranchant

$$V_{ed} \leq V_{pl, Rd}$$

$$V_{ed} = \frac{Q_u \cdot L}{2} = 101 \text{ daN}$$

$$V_{pl, Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = 2309.4 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{y, Ed}}{V_{ply, Rd}} = 0.043 \leq 0.5.$$

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

IV.V.5 Dimensionnement du limon

$$\alpha = \arctan\left(\frac{h}{g}\right) = 31.26$$

$$h_{\min} = h \cdot \cos(\alpha) = 14.5 \text{ cm}$$

On admet une **UPN 180** pour mesures de sécurité.

IV.V.5.1 Évaluation des charges

IV.V.5.1.1 Les charges permanentes G

- Poids propre de garde-corps : $G1 = 100 \text{ daN/m}$
- Charges venant des cornières « 2 cornières » : $G2 : 2.42 \text{ daN/m}$.
- Poids propre de limons UPN 180 : 18.8 daN/m .

IV.V.5.1.2 Les charges d'exploitation Q

Charges venant des cornières « 2 cornières » : $Q_1 = 250 \times \frac{1.2}{2} = 150 \text{ daN/m}$.

IV.V.5.2 Vérification

Pour la vérification des limons on utilise le logiciel robot structural analysis

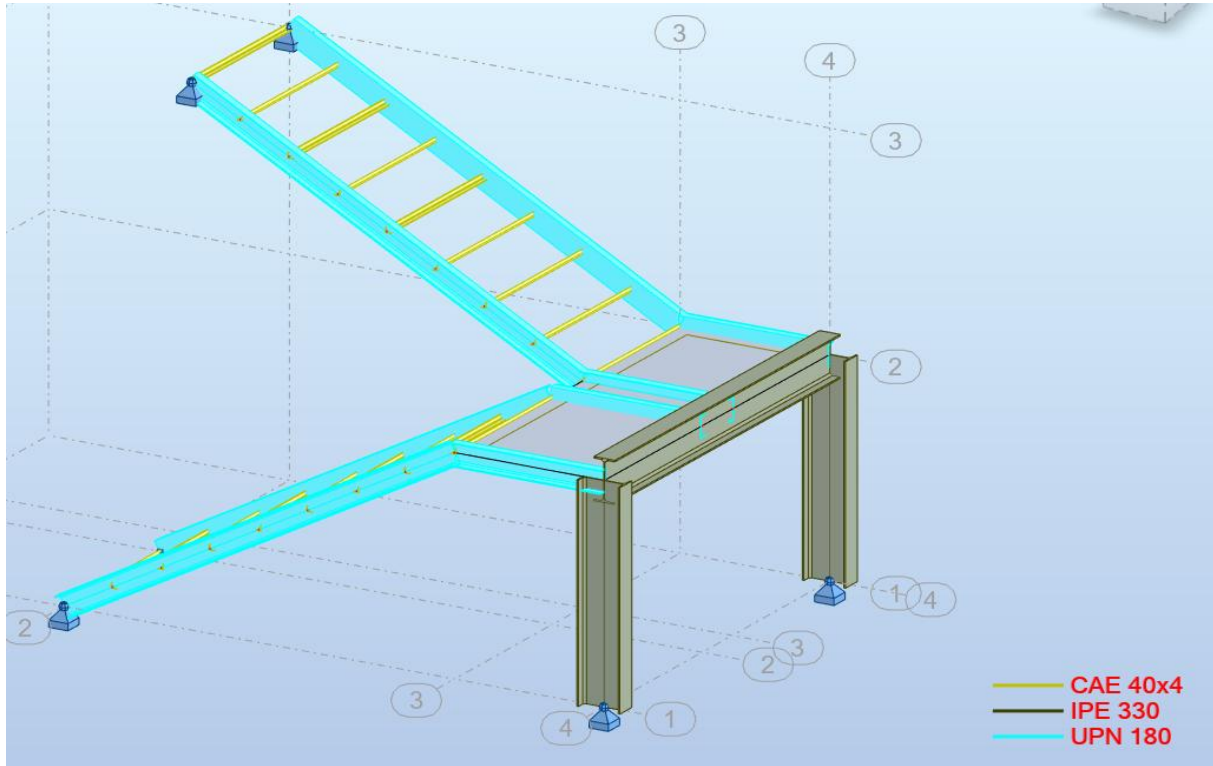


Figure IV.11 : Modélisation par robot.

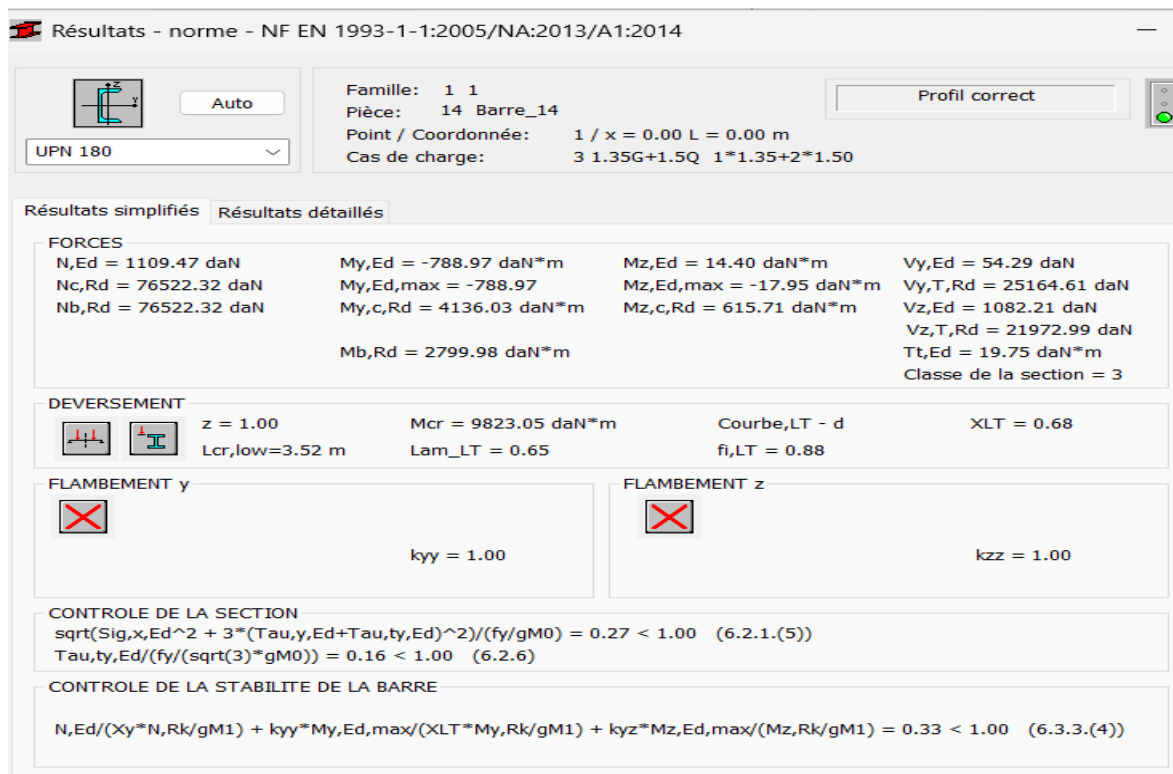


Figure IV.12: Résultats Robot.

IV.VI Récapitulatif

Après avoir effectué les différentes vérifications des éléments structuraux vis-à-vis des sollicitations correspondantes, les sections adoptées répondent aux exigences réglementaires en termes de résistance et de déformation. Les sections finales retenues pour les différents éléments de la structure sont présentées ci-après.

- IPE200 pour les solives.
- IPE500 pour les Poutres maitresses.
- IPE240 pour les poutres longitudinales.
- IPE330 pour les poutres palières.
- CAE40*40*4 pour les supports de marches.
- UPN180 pour les limons.
- Dalle en béton armé de 12cm avec un ferrailage de deux nappes de treillis soudés $\Phi 6$.
- 24 connecteurs par solive avec un espacement de 22cm.

CHAPITRE V
ETUDE DE LA POUTRE
DE ROULEMENT

V.I Introduction

Les bâtiments industriels nécessitent souvent l'utilisation d'engins de manutention ou de levage pour déplacer des charges lourdes et améliorer l'efficacité des opérations. Parmi ces équipements, les ponts roulants, notamment les ponts roulants bipoutres, sont les plus utilisés en raison de leur grande capacité de levage et de leur stabilité.

Il existe plusieurs types d'engins de levage utilisés dans l'industrie, tels que :

- Les ponts roulants (mono-poutre ou bipoutre) ;
- Les grues consoles pivotantes ;
- Les grues consoles roulantes ;
- Les palans monorails ;
- Les grues portiques, utilisées généralement à l'extérieur.

Ces équipements facilitent la manutention des charges et influencent le dimensionnement des structures métalliques qui les supportent.

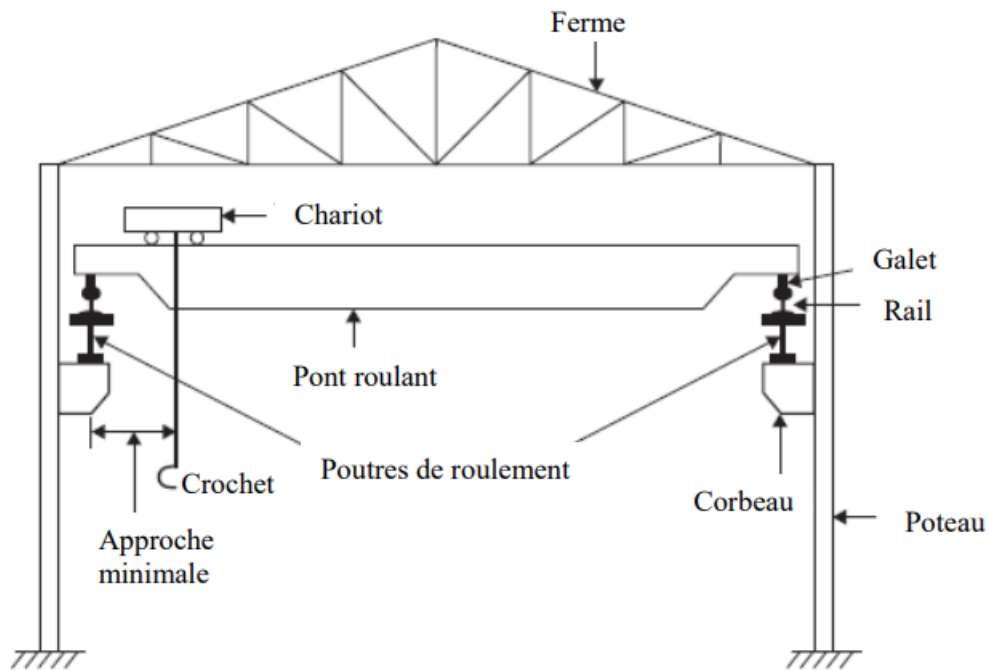


Figure V.1 : vue en élévation du pont.

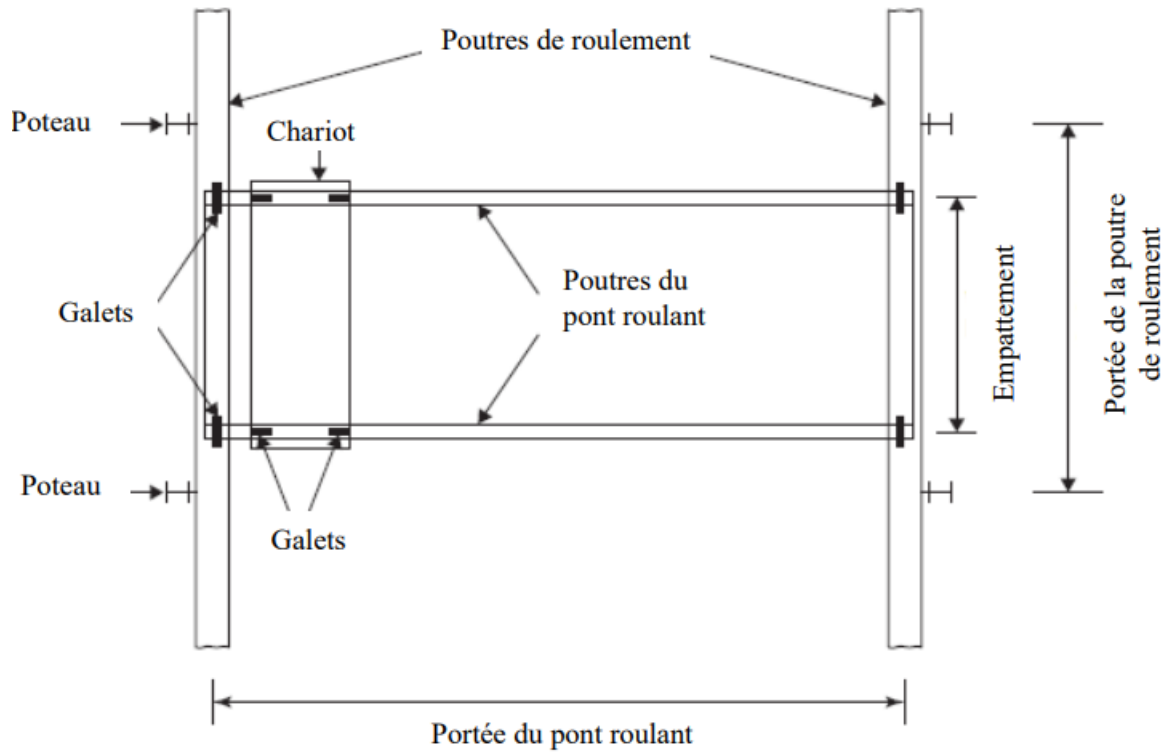


Figure V.2: vue en plan du pont.

V.II Présentation du pont roulant

Le pont roulant utilisé dans notre cas est un pont roulant bipoutres standards **ZLK ABUS** avec charge nominale de 32tonnes, une portée de 30m et une hauteur de 8.4m.



Figure V.3: pont roulant ZLK ABUS bipoutre.

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
32000 kg Chariot treuil GM 7320 H6 FEM 2m	10	400	1460	40	1080	1080	190	8000	3400	2130	166.0 32.8
	14	600	1460	40	1080	1080	190	8000	3600	2265	179.0 34.7
	16	610	1460	40	1080	1080	190	8000	3600	2265	184.0 36.7
	18	850	1460	40	1080	1080	190	8000	3600	2265	189.0 39.4
	20	850	1460	40	1080	1080	190	8000	3600	2265	193.0 41.0
VL = 0.66/4 m/mn	22	860	1460	40	1080	1080	190	8000	3600	2265	198.0 44.6
	24	680	1640	-140	1080	1080	270	8000	3600	2305	207.0 51.7
	26	920	1640	-140	1080	1080	270	8000	3800	2405	213.0 56.5
	28	930	1640	-140	1080	1080	270	8000	4300	2655	220.0 62.4
	30	930	1640	-140	1080	1080	270	8000	4600	2805	225.0 65.8
	32	930	1640	-140	1080	1080	270	8000	5100	3055	234.0 73.9
	34	1180	1640	-140	1080	1080	270	8000	5100	3055	246.0 85.5

Figure V.4: Fiche technique du pont roulant ZLK ABUS.

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 V.5: données relatives au chariot.

V.III Dimensionnement de la poutre de roulement

Les poutres de roulement sont les éléments porteurs longitudinaux du chemin de roulement, elles sont généralement constituées de profiles en (I) ou en (H), voire de PRS ou de poutres ajourées dans le cas de grandes portées et charges. Les poutres sont maintenues par des supports boulonnées ou dans la plupart des cas soudés aux poteaux. Les appuis des poutres de roulement se composent de poteaux indépendants ou par des corbeaux fixés sur les poteaux du bâtiment industriel. Notre choix se porte sur des corbeaux.

V.III.1 Calcul des charges

V.III.1.1 Charges verticales

Les charges verticales agissant sur la poutre de roulement résultent des charges statique suivantes :

- Le poids propre du pont roulant Q_{C1}
- Le poids propre du chariot Q_{C2}
- La charge nominale à soulever Q_h .

Les charges dynamiques sont ainsi obtenues en multipliant les charges statiques par des coefficients de majoration appropriés.

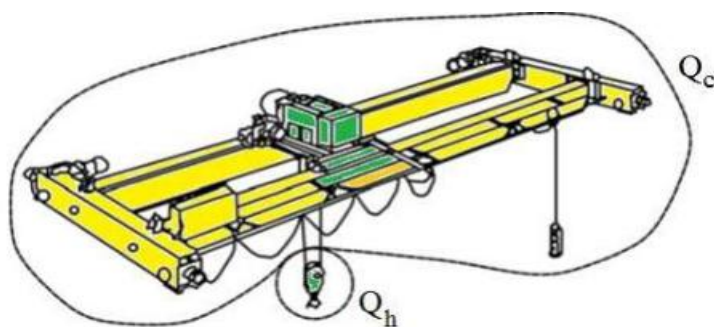


Figure V.6: définitions des charges verticales.

V.III.1.1.1 Calcul des coefficients d'amplifications dynamique φ_i

Les coefficients d'amplifications dynamique sont définis comme suit

Tableau V.1: coefficients dynamiques.³³

Coefficients dynamiques	Effets à prendre en compte	À appliquer à
φ_1	excitation de la structure de l'appareil de levage due au décollage de la masse à lever du sol	poids propre de l'appareil de levage
φ_2 ou φ_3	effets dynamiques du transfert de la masse à lever du sol à l'appareil de levage effets dynamiques d'une libération brutale de la charge utile, par exemple en cas d'utilisation d'un grappin ou d'un aimant	masse à lever
φ_4	effets dynamiques induits par le déplacement de l'appareil de levage sur des rails ou des chemins de roulement	poids propre de l'appareil de levage et de la masse à lever
φ_5	effets dynamiques provoqués par des forces d'entraînement	forces d'entraînement
φ_6	effets dynamiques d'une charge d'essai mue par les systèmes d'entraînement suivant le mode d'utilisation de l'appareil de levage	charge d'essai
φ_7	effets élastiques dynamiques de l'impact sur les tampons	charges des tampons

³³ Tableau 2.1 EN 1991-3 :2006 (F) page 14

Pour le calcul des coefficients d'amplifications on se réfère du tableau³⁴ suivant :

Tableau V.2: valeurs des coefficients dynamiques.

	Valeurs des coefficients dynamiques
φ_1	$0,9 < \varphi_1 < 1,1$ Les deux valeurs 1,1 et 0,9 reflètent les valeurs supérieure et inférieure des impulsions vibratoires.
φ_2	$\varphi_2 = \varphi_{2,min} + \beta_2 \times v_h$ v_h - vitesse constante de levage en [m/s] $\varphi_{2,min}$ et β_2 voir Tableau 2.5
φ_3	$\varphi_3 = 1 - \frac{\Delta m}{m} (1 + \beta_3)$ où : Δm est la partie libérée ou tombée de la masse de levage ; m est la masse de levage totale ; et $\beta_3 = 0,5$ pour les appareils de levage équipés de grappins ou de dispositifs similaires à largage non instantané ; $\beta_3 = 1,0$ pour les appareils de levage équipés d'aimants ou de dispositifs similaires à largage rapide.
φ_4	$\varphi_4 = 1,0$ à condition de respecter les tolérances prescrites dans l'EN 1993-6 pour les rails.

- $\varphi_1 = 1.1$ On prend le cas le plus défavorable
- $\varphi_2 = \varphi_{2,min} + \beta_2 \times v_h$

Classe de levage	$\varphi_{2,min}$	β_2	v_h (m/mn)
HC2(fiche technique)	1.1	0.34	0.66/4

$$\varphi_2 = 1.1 + 0.34 \times \frac{0.66}{4 \times 60} = 1.11$$

- $\varphi_3 = 1$ On prend le cas le plus défavorable
- $\varphi_4 = 1$ On suppose que l'excentricité du chargement vertical ne dépasse pas le quart de la largeur du rail
- $\varphi_5 = 1.5$ on a un système avec variation légère des forces

³⁴ Tableau 2.4 EN 1991-3 :2006 (F) page 19

V.III.1.1.2 Poids propre du pont roulant et du chariot

- En charge :

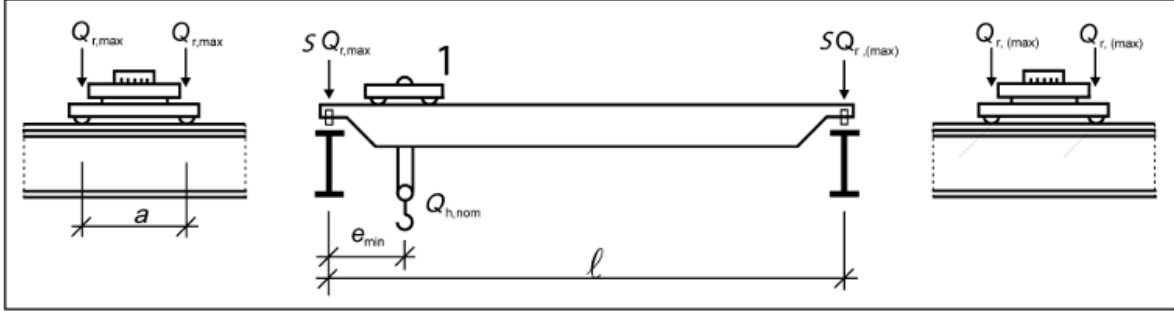


Figure V.7: position en charges.

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

$$\sum Q_{r,max} = 2 \times 225 = \frac{1}{2}Q_{c1} + \frac{30 - 1.08}{30}Q_{c2} + \frac{30 - 1.08}{30} \times 320$$

$$0.5Q_{c1} + 0.964Q_{c2} = 141.52$$

- A vide

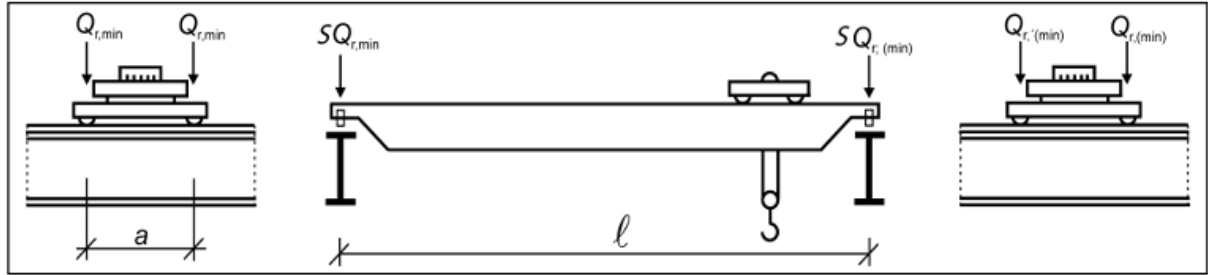


Figure V.8: position à vide.

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

$$\sum Q_{r,min} = 2 \times 65.8 = \frac{1}{2}Q_{c1} + \frac{1.08}{30}Q_{c2}$$

$$0.5Q_{c1} + 0.036Q_{c2} = 131.6$$

A partir des deux équations on obtient les poids propres :

$$\begin{cases} 0.5Q_{c1} + 0.964Q_{c2} = 141.52 \\ 0.5Q_{c1} + 0.036Q_{c2} = 131.6 \end{cases} \quad \text{Donc} \quad \begin{cases} Q_{c1} = 262.4 \text{ KN} \\ Q_{c2} = 10.7 \text{ KN} \end{cases}$$

V.III.1.1.3 Calcul des charges verticales

- A vide :

Tableau V.3 : groupe de cas de charges à vide.³⁵

		Symbole	Paragraphe	Groupes de charges									
				État limite ultime							Charge d'essai	Accidentelle	
				1	2	3	4	5	6	7		9	10
1	Poids propre de l'appareil de levage	Q_c	2.6	φ_1	φ_1	1	φ_4	φ_4	φ_4	1	φ_1	1	1
2	Masse à lever	Q_h	2.6	φ_2	φ_3	—	φ_4	φ_4	φ_4	$\eta^{1)}$	—	1	1
3	Accélération de la poutre du pont	H_L, H_T	2.7	φ_5	φ_5	φ_5	φ_5	—	—	—	φ_5	—	—

- **Groupe (1), (2) :**

Selon le tableau ci-dessus on multiplie les poids Q_{c1} et Q_{c2} par le coefficient φ_1

$$Q_{c1,k} = \varphi_1 \times Q_{c1} = 1.1 \times 262.4 = 288.64 \text{ KN}$$

$$Q_{c1,k} = 288.64 \text{ KN}$$

$$Q_{c2,k} = \varphi_1 \times Q_{c2} = 1.1 \times 10.7 = 11.77 \text{ KN}$$

$$Q_{c1,k} = 11.77 \text{ KN}$$

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

$$\sum Q_{r,min} = 0.5 \times 288.64 + 0.036 \times 11.77$$

$$\sum Q_{r,min} = 144.74 \text{ KN}$$

$$Q_{r,min} = 72.37 \text{ KN}$$

$$\sum Q_{r,min} = \frac{1}{2} Q_{c1,k} + \frac{l - e_{min}}{l} Q_{c2,k}$$

$$\sum Q_{r,min} = 0.5 \times 288.64 + 0.964 \times 11.77$$

$$\sum Q_{r,min} = 155.66 \text{ KN}$$

$$Q_{r,min} = 77.83 \text{ KN}$$

³⁵ EN 1991-3 :2006 (F) tableau 2-2 page 14

- **Groupe (3), (4), (5), (6) :**

$$Q_{c1,k} = \varphi_4 \times Q_{c1} = 1 \times 262.4$$

$$Q_{c1,k} = 262.4 \text{ KN}$$

$$Q_{c2,k} = \varphi_4 \times Q_{c2} = 1 \times 10.7$$

$$Q_{c2,k} = 10.7 \text{ KN}$$

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

$$\sum Q_{r,min} = 0.5 \times 262.4 + 0.036 \times 10.7$$

$$\sum Q_{r,min} = 131.58 \text{ KN}$$

$$Q_{r,min} = 65.79 \text{ KN}$$

$$\sum Q_{r,min} = \frac{1}{2} Q_{c1,k} + \frac{l - e_{min}}{l} Q_{c2,k}$$

$$\sum Q_{r,min} = 0.5 \times 262.4 + 0.964 \times 10.7$$

$$\sum Q_{r,min} = 141.51 \text{ KN}$$

$$Q_{r,min} = 70.75 \text{ KN}$$

- **En charge :**

Tableau V.4: Groupe de cas de charge en charge.

		Symbole	Paragraphe	Groupes de charges									
				État limite ultime							Charge d'essai	Accidentelle	
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Poids propre de l'appareil de levage	Q_c	2.6	φ_1	φ_1	1	φ_4	φ_4	φ_4	1	φ_1	1	1
2	Masse à lever	Q_h	2.6	φ_2	φ_3	—	φ_4	φ_4	φ_4	η^1	—	1	1
3	Accélération de la poutre du pont	H_L, H_T	2.7	φ_5	φ_5	φ_5	φ_5	—	—	—	φ_5	—	—

• **Groupe (1) :**

Selon le tableau ci-dessus on multiplie les poids Q_{c1} et Q_{c2} par le coefficient φ_1 et Q_h par φ_2

$$Q_{c1,k} = \varphi_1 \times Q_{c1} = 1.1 \times 262.4$$

$$Q_{c1,k} = 288.64 \text{ KN}$$

$$Q_{c2,k} = \varphi_1 \times Q_{c2} = 1.1 \times 10.7$$

$$Q_{c1,k} = 11.77 \text{ KN}$$

$$Q_{h,k} = \varphi_2 \times Q_h = 1.11 \times 320$$

$$Q_{h,k} = 355.2 \text{ KN}$$

$$\sum Q_{r,max} = \frac{1}{2} Q_{c1,k} + \frac{e_{min}}{l} Q_{c2,k} + \frac{e_{min}}{l} Q_{h,k}$$

$$\sum Q_{r,max} = 0.5 \times 288.64 + 0.036 \times 11.77 + 0.036 \times 355.2$$

$$\sum Q_{r,max} = 157.53 \text{ KN}$$

$$Q_{r,max} = 78.76 \text{ KN}$$

$$\sum Q_{r,max} = \frac{1}{2} Q_{c1,k} + \frac{l - e_{min}}{l} Q_{c2,k} + \frac{l - e_{min}}{l} Q_{h,k}$$

$$\sum Q_{r,max} = 0.5 \times 288.64 + 0.964 \times 11.77 + 0.964 \times 355.2$$

$$\sum Q_{r,max} = 498 \text{ KN}$$

$$Q_{r,max} = 249 \text{ KN}$$

• **Groupe (2)**

Selon le tableau ci-dessus on multiplie les poids Q_{c1} et Q_{c2} par le coefficient φ_1 et Q_h par φ_3

$$Q_{c1,k} = \varphi_1 \times Q_{c1} = 1.1 \times 262.4$$

$$Q_{c1,k} = 288.64 \text{ KN}$$

$$Q_{c2,k} = \varphi_1 \times Q_{c2} = 1.1 \times 10.7$$

$$Q_{c1,k} = 11.77 \text{ KN}$$

$$Q_{h,k} = \varphi_3 \times Q_h = 1 \times 320 = 320 \text{ KN}$$

$$Q_{h,k} = 320 \text{ KN}$$

$$\sum Q_{r,max} = \frac{1}{2} Q_{c1,k} + \frac{e_{min}}{l} Q_{c2,k} + \frac{e_{min}}{l} Q_{h,k}$$

$$\sum Q_{r,max}=0.5 \times 288.64 + 0.036 \times 11.77 + 0.036 \times 320$$

$$\sum Q_{r,max} = 156.26KN$$

$$Q_{r,max} = 78.13KN$$

$$\sum Q_{r,max} = \frac{1}{2} Q_{c1,k} + \frac{l - e_{min}}{l} Q_{c2,k} + \frac{l - e_{min}}{l} Q_{h,k}$$

$$\sum Q_{r,max}=0.5 \times 288.64 + 0.964 \times 11.77 + 0.964 \times 320$$

$$\sum Q_{r,max} = 464.13KN$$

$$Q_{r,max} = 232KN$$

- **Groupe (4), (5), (6) :**

$$Q_{c1,k} = \varphi_4 \times Q_{c1} = 1 \times 262.4$$

$$Q_{c1,k} = 262.4KN$$

$$Q_{c2,k} = \varphi_4 \times Q_{c2} = 1 \times 10.7$$

$$Q_{c1,k} = 10.7KN$$

$$Q_{h,k} = \varphi_4 \times Q_h = 1 \times 320 = 320KN$$

$$Q_{h,k} = 320KN$$

$$\sum Q_{r,max} = \frac{1}{2} Q_{c1,k} + \frac{e_{min}}{l} Q_{c2,k} + \frac{e_{min}}{l} Q_{h,k}$$

$$\sum Q_{r,max}=0.5 \times 262.4 + 0.036 \times 10.7 + 0.036 \times 320$$

$$\sum Q_{r,max} = 143.1KN$$

$$Q_{r,max} = 71.55KN$$

$$\sum Q_{r,max} = \frac{1}{2} Q_{c1} + \frac{l - e_{min}}{l} Q_{c2} + \frac{l - e_{min}}{l} Q_{h,k}$$

$$\sum Q_{r,max} = 0.5 \times 262.4 + 0.964 \times 10.7 + 0.964 \times 320$$

$$\sum Q_{r,max} = 450KN$$

$$Q_{r,max} = 225KN$$

V.III.1.2 Charges horizontales

Les charges horizontales générées par les accélérations et les décélérations du pont roulant doivent être évaluées.

Dans ce cadre, on détermine les paramètres suivants :

- La force d'entraînement K ;
- Les forces horizontales longitudinales $H_{L,1}$ et $H_{L,2}$;
- Les forces horizontales transversales $H_{T,1}$ et $H_{T,2}$.

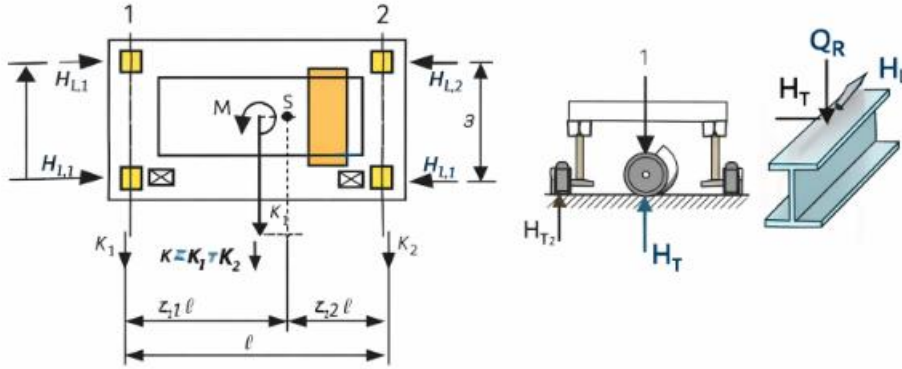


Figure V.9: Représentation des charges horizontales.

V.III.1.2.1 La force d'entrainement K

Les accélérations et décélérations du pont roulant génèrent une force d'entraînement K appliquée aux galets. Le déplacement du chariot crée un décalage entre le centre de gravité et le centre de masse, ce qui engendre un moment parasite. Pour assurer l'équilibre, un couple se développe au niveau des galets, accompagné de forces longitudinales entre les galets et le rail.

$$K = K_1 + K_2 = \mu \sum Q_{r,min}^*$$

Avec μ : le coefficient de frottement, pour un contact acier – acier $\mu = 0.2$

$$\sum Q_{r,min}^* = m_w \times Q_{r,min}$$

Avec m_w : le nombre de systèmes d'entainement à un galet $m_w = 2$

$$\begin{aligned} \sum Q_{r,min} &= \frac{1}{2} Q_{c1,k} + \frac{e_{min}}{l} Q_{c2,k} \\ \sum Q_{r,min} &= \frac{1}{2} \times 288.64 + \frac{1.08}{30} \times 11.77 \\ \sum Q_{r,min} &= 144.7 \\ Q_{r,min} &= \frac{\sum Q_{r,min}}{2} = 72.37 \\ \sum Q_{r,min}^* &= m_w \times Q_{r,min} = 2 \times 68.66 \end{aligned}$$

$$\sum Q_{r,min}^* = 144.7$$

$$K = 0.2 \times 144.7$$

$$K = 28.94 \text{ KN}$$

V.III.1.2.2 Les forces longitudinales H_L

Les forces H_L sont des efforts horizontaux agissant dans le sens du déplacement du pont roulant. Elles sont dues principalement à l'accélération et au freinage et se répartissent entre les deux rails.

$$H_{L,1} = H_{L,2} = \varphi_5 \times \frac{K}{n_r}$$

Avec n_r : nombre de poutres de roulement

$$H_{L,1} = H_{L,2} = 1.5 \times \frac{28.94}{2}$$

$$H_{L,1} = H_{L,2} = 21.7 \text{ KN}$$

V.III.1.2.3 Les forces transversales H_T

Les forces H_T sont des efforts horizontaux perpendiculaires au déplacement. Elles résultent des défauts d'alignement et des effets dissymétriques, et contribuent à la stabilité latérale du pont.

$$H_{T,1} = \varphi_5 \times \xi_2 \times \frac{M}{a}$$

Avec M : le moment résultant de la force d'entraînement et à l'empattement

$$\xi_2 = 1 - \xi_1$$

$$\xi_1 = \frac{\sum Q_{r,(max)}}{\sum Q_r}$$

$$\sum Q_{r,max} = \frac{1}{2} Q_{c1.k} + \frac{e_{min}}{l} Q_{c2.k} + \frac{e_{min}}{l} Q_{h.k}$$

$$\sum Q_{r,max} = 157.53 \text{ KN}$$

$$\sum Q_{r,(max)} = \frac{1}{2} Q_{c1.k} + \frac{l - e_{min}}{l} Q_{c2.k} + \frac{l - e_{min}}{l} Q_{h.k}$$

$$\sum Q_{r,(max)} = 498 \text{ KN}$$

$$\xi_1 = \frac{\sum Q_{r,(max)}}{\sum Q_r} = \frac{\sum Q_{r,(max)}}{\sum Q_{(max)} + \sum Q_{r,max}} = \frac{498}{498 + 157.5} = 0.76$$

$$\xi_1 = 0.76$$

$$\xi_2 = 0.24$$

Calcul du moment :

$$M = K \times l_s$$

$$l_s = \xi_1 \cdot l - 0.5 \cdot l = 0.76 \times 30 - 0.5 \times 30$$

$$l_s = 7.8\text{m}$$

$$M = 28.94 \times 7.8$$

$$\mathbf{M = 226\text{KN.m}}$$

D'où

$$H_{T,1} = 1.5 \times 0.24 \times \frac{226}{3.8}$$

$$\mathbf{H_{T,1} = 21.41\text{KN}}$$

$$H_{T,2} = \varphi_5 \times \xi_1 \times \frac{M}{a}$$

$$H_{T,2} = 1.5 \times 0.76 \times \frac{226}{3.8}$$

$$\mathbf{H_{T,2} = 67.8\text{KN}}$$

V.III.1.2.4 Charges horizontales due à la marche en crabe du pont roulant

Les charges horizontales dues à la marche en crabe sont les forces que le pont roulant exerce lorsqu'il se déplace latéralement sur les rails. Elles dépendent de :

- L'angle d'obliquité α ,
- La coefficient f (non positif),
- Le coefficient de force $\lambda_{s,i,j,k}$.

Ces paramètres permettent de calculer les forces longitudinales ($H_{s,i,j,L}$) et transversales ($H_{s,i,j,T}$) pour assurer la stabilité et le dimensionnement sûr de la structure.

$$\text{Avec : } \begin{cases} i : \text{le rail} \\ j : \text{la paire de galets} \\ k : \text{la direction de la force (longitudinal ; transversale)} \end{cases}$$

- **L'angle d'obliquité α :**

Il représente l'inclinaison de la trajectoire du pont par rapport à l'axe principal et influence la direction des forces horizontales.

$$\alpha = \alpha_f + \alpha_v + \alpha_0 \leq 0.015 \text{ rad.}$$

On prend la valeur la plus défavorable

$$\mathbf{\alpha = 0.015 \text{ rad.}}$$

- **La coefficient f :**

Un coefficient non positif qui tient compte des conditions de frottement ou d'interaction pont-rail.

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

$$f = 0.3 \times (1 - e^{-250 \times 0.015})$$

$$\mathbf{f=0.3.}$$

- **Le coefficient de force $\lambda_{S,i,j,k}$:**

Il permet d'ajuster l'intensité de la charge en fonction des caractéristiques du pont, du chariot et du type de déplacement.

- **La distance entre la paire de galets et le système de guidage e_j :**

Nous avons des galets à double boudin. Donc : $\begin{cases} e_1 = 0 \text{ m} \\ e_2 = R = 3.8 \text{ m} \end{cases}$

- **Combinaison des paires de galets :**

Les deux galets appartenant à une même paire possèdent chacun leur propre axe de rotation, ce qui signifie qu'ils fonctionnent de manière indépendante.

- La combinaison des paires de galets correspond à une configuration **IFF** (Independent – Fixed – Fixed) ;
- Le paramètre $\mathbf{m = 0}$, puisque les deux galets ne sont pas liés entre eux.

- **La distance h :**

La distance entre le centre instantané de rotation et le dispositif de guidage. Il influence les efforts horizontaux : plus h est grande, plus les forces exercées sur les rails sont importantes.

$$h^{36} = \frac{m\xi_1\xi_2l^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j}$$

$$\mathbf{h=3.8m}$$

- **Détermination de $\lambda_{S,i,j,k}$:**

En se basant sur le tableau suivant on calcul les différentes valeurs du coefficient de forces $\lambda_{S,i,j,k}$

³⁶ EN 1991-3 :2006(F) page 26, Tableau 2.8

Tableau V.5 :³⁷ Valeurs des $\lambda_{S,i,j,k}$.

Système	$\lambda_{S,j}$	$\lambda_{S,1,j,L}$	$\lambda_{S,1,j,T}$	$\lambda_{S,2,j,L}$	$\lambda_{S,2,j,T}$
CFF	$1 - \frac{\sum e_j}{nh}$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	$\frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$
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	$\xi_2 \left(1 - \frac{\sum e_j}{nh}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	$\frac{\xi_1 \xi_2 \ell}{n h}$	0
IFM		0	$\frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_j}{h}\right)$	0	0

Donc : $\lambda_{S,j} = 1 - \frac{\sum e_j}{nh} = 1 - \frac{0+3.8}{2 \times 3.8} = 0.5$

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

$\lambda_{S,1,1,T} = \frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right) = \frac{0.24}{2} \left(1 - \frac{0}{3.8}\right) = 0.12$

$\lambda_{S,1,2,T} = \frac{\xi_2}{n} \left(1 - \frac{e_2}{h}\right) = \frac{0.24}{2} \left(1 - \frac{3.8}{3.8}\right) = 0$

$\lambda_{S,2,1,T} = \frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_1}{h}\right) = \frac{0.76}{2} \left(1 - \frac{0}{3.8}\right) = 0.38$

$\lambda_{S,2,2,T} = \frac{\xi_1}{n} \left(1 - \frac{e_2}{h}\right) = \frac{0.76}{2} \left(1 - \frac{3.8}{3.8}\right) = 0$

• **La force de guidage S :**

La force qui « pousse » les galets contre le rail pour les guider correctement lors du mouvement.

$S = f \cdot \lambda_{S,j} \cdot \sum Q_r$

$S = 0.3 \times 0.5 \times 655.53 = 98.4 \text{ KN}$

$S = 98.4 \text{ KN}$

V.III.1.2.5 Déterminations des forces horizontales longitudinales $H_{S,i,j,L}$

La charge horizontale exercée par une paire de galets d'un pont roulant. Elle combine les charges roulantes et les effets de mouvement pour évaluer l'impact sur les rails.

$H_{S,i,j,L} = f \cdot \lambda_{S,i,j,L} \sum Q_r = 0$

Car $\lambda_{S,i,j,L} = 0$

³⁷ EN 1991-3 :2006(F) page 26, Tableau 2.9

V.III.1.2.6 Déterminations des forces horizontales transversales $H_{s,i,j,T}$

Les forces horizontales latérales que le pont applique aux rails pour rester guidé correctement lors de ses déplacements.

$$H_{s,1,1,T} = f \cdot \lambda_{s,1,1,T} \sum Q_r = 0.3 \times 0.12 \times 655.53$$

$$H_{s,1,1,T} = 23.6 \text{ KN}$$

$$H_{s,2,1,T} = f \cdot \lambda_{s,2,1,T} \sum Q_r = 0.3 \times 0.38 \times 655.53$$

$$H_{s,2,1,T} = 74.8 \text{ KN}$$

$$H_{s,1,T} = S - H_{s,1,1,T} = 98.4 - 23.6$$

$$H_{s,1,T} = 74.8 \text{ KN}$$

$$H_{s,2,T} = H_{s,2,1,T}$$

$$H_{s,1,2,T} = H_{s,2,2,T} = 0$$

$$\text{Car } \lambda_{s,1,2,L} = \lambda_{s,2,2,T} = 0$$

V.III.1.2.7 Détermination de la force horizontales $H_{T,3}$

Les forces horizontales $H_{T,3}$ proviennent des accélérations et décélérations du chariot sur les rails. Si la charge peut se balancer librement, l'Eurocode recommande de les évaluer à 10 % du poids total du chariot et de la charge.

$$H_{T,3} = 0.1(Q_{c,2} + Q_h)$$

$$H_{T,3} = 0.1(10.7 + 320)$$

$$H_{T,3} = 33.07 \text{ KN}$$

V.III.1.2.8 Détermination de la charge de fatigue Q_e

La charge de fatigue Q_e évalue l'effet des charges répétées sur un galet en tenant compte de la charge maximale, du type de contrainte et du coefficient de dommage pour prévoir l'usure ou la rupture.

$$Q_e = \varphi_{fat,i} \cdot \lambda_i \cdot Q_{max,i}$$

$$\varphi_{fat,i} = \frac{1 + \varphi_i}{2} \begin{cases} \varphi_{fat,1} = \frac{1 + 1.1}{2} = 1.05 \\ \varphi_{fat,2} = \frac{1 + 1.11}{2} = 1.06 \end{cases}$$

λ_i Selon la classification des appareils de levage³⁸ on prend la classe S_4

Tableau V.6³⁹ : classe de chargement.

Élément	Type d'appareil de levage	Classe de levage	Classes S
1	Appareils de levage manœuvrés à la main	HC 1	S_0, S_1
2	Appareils de levage d'assemblage	HC1, HC2	S_0, S_1
3	Appareils de levage de centrale électrique	HC1	S_1, S_2
4	Appareils de levage de stockage — avec utilisation intermittente	HC2	S_4
5	Appareils de levage de stockage, appareils de levage à cadre de préhension, appareils de levage de parc à ferrailles — avec utilisation continue	HC3, HC4	S_6, S_7

Donc $\begin{cases} \lambda_1 = 0.5 \text{ pour les contraintes normales} \\ \lambda_2 = 0.66 \text{ pour les contraintes de cisaillement} \end{cases}$

$$Q_{e,1} = \varphi_{fat,1} \cdot \lambda_1 \cdot Q_{max,i}$$

$$Q_{e,1} = 1.05 \times 0.5 \times 249$$

$$Q_{e,1} = 130.7 \text{ KN}$$

$$Q_{e,2} = \varphi_{fat,2} \cdot \lambda_2 \cdot Q_{max,i}$$

$$Q_{e,2} = 1.06 \times 0.66 \times 249$$

$$Q_{e,2} = 174.2 \text{ KN.}$$

³⁸ EN 1991-3 :2006, page30, Tableau 2.12

³⁹ EN 1991-3 :2006, page40, Tableau B.1

Tableau V.6: récapitulatif des charges.

Groupes de cas de charges			1	2	3	4	5	6
Coefficient d'amplification dynamique			$\varphi_1 = 1.1$ $\varphi_2 = 1.11$ $\varphi_5 = 1.5$	$\varphi_1 = 1.1$ $\varphi_3 = 1$ $\varphi_5 = 1.5$	$\varphi_1 = 1.1$ $\varphi_5 = 1.5$	$\varphi_1 = 1.1$ $\varphi_5 = 1.5$	$\varphi_4 = 1$	$\varphi_4 = 1$
Charges verticales (KN)	Poids propre (à vide)	$Q_{r,min}$	72.37	72.37	70.75	70.75	70.75	70.75
		$Q_{r,min}$	77.83	77.83	65.79	65.79	65.79	65.79
	Poids propres (en charge)	$Q_{r,max}$	78.76	78.13	-	71.5	71.5	71.5
		$Q_{r,max}$	249	232	-	225	225	225
Charges Horizontales (KN)	Accélération du pont roulant	$H_{L,1}$	21.7	21.7	21.7	21.7	-	-
		$H_{L,2}$	21.7	21.7	21.7	21.7	-	-
		$H_{T,1}$	21.41	21.41	21.41	21.41	-	-
		$H_{T,2}$	67.8	67.8	67.8	67.8	-	-
	Marche en crabe	$H_{s1,L}$	-	-	-	-	0	-
		$H_{s2,L}$	-	-	-	-	0	-
		$H_{s1,T}$	-	-	-	-	74.8	-
		$H_{s2,T}$	-	-	-	-	74.8	-
	Accélération du chariot	$H_{T,3}$	-	-	-	-	-	33.07

V.III.2 Choix du profilé

Le choix du profilé se fait en calculant l'inertie minimale nécessaire pour vérifier que la flèche reste dans les limites admissibles sous l'effet des réactions verticales.

- Selon les recommandations de l'Eurocode 3⁴⁰, la flèche verticale doit rester inférieure ou égale à $\frac{L}{600}$. Cependant, dans notre cas, on préfère se baser sur la flèche admissible fournie par le constructeur $\frac{L}{750}$.

$$f_{adm} = \min \left(\frac{L}{750} ; 25 \text{ mm} \right) \dots\dots^{41}$$

$$f_{adm} = \min \left(\frac{6000}{750} ; 25 \text{ mm} \right) = 8 \text{ mm}$$

Afin de déterminer l'inertie minimale de la section vérifiant la condition $f_{cal} \leq f_{adm}$

⁴⁰EN 1993-6 :2007 (F) tableau 7.1 page 32

⁴¹ EN 1993-6 :2007 (F) tableau 7.2 page 33

On applique une charge concentrée équivalente sur la semelle supérieure de la poutre de roulement, définie comme suit :

Où : $L=6m$ on a des trames de 6m

- On suppose que la poutre est soumise à une charge ponctuelle $Q_{r,max}$ appliquée au milieu, ce qui correspond au cas le plus défavorable en termes de flèche.

$$f_{cal} = \frac{Q_{r,max} \times L^3}{48 \times E \times I} \leq f_{adm}$$

$$I_{min} \geq \frac{Q_{r,max} \times L^3}{48 \times E \times f_{adm}} = \frac{249000 \times 6000^3}{48 \times 2.1 \times 10^5 \times 8}$$

$$I_{min} \geq 66696 \times 10^4 mm^4$$

- Nous avons choisi un profilé en **HEB 450 S275**, dont l'inertie verticale $I_y = 79890 \times 10^4 mm^4$ est supérieure à l'inertie minimale requise $I_{y,min}$

Tableau III.7 : Caractéristiques de HEB 450.

G_{poutre} (kg/ml)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (cm ²)	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	i_y (cm)	i_z (cm)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	$W_{pl,z}$ (cm ³)
171	450	300	344	14	26	218	79890	11720	19.14	7.33	3982	1198

V.III.2.1 La flèche verticale

Selon l'Eurocode 3, la flèche verticale doit être vérifiée en prenant la réaction verticale maximale en situation statique.

V.III.2.1.1 Choix de rail de roulement

Nous proposons d'utiliser un rail A55, ses caractéristiques sont présentées dans la figure ci-dessous

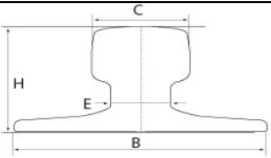
							
Profile	Standard	Dimensions mm				Section S	Mass m
		H	B	C	E	cm ²	kg/m
A55	DIN 536	65	150	55	31	40,50	31,80

Figure III.10 : Caractéristiques du Rail A55.

V.III.2.1.2 Evaluation des charges

Poids propre de profilé : $P_{\text{outre}} = 1.71 \text{ KN/m}$

Poids propre de rail : $G_{\text{rail}} = 0.318 \text{ KN/m}$

Charges verticales : $2 \cdot R_v = 2 \cdot 249 \text{ KN}$

Pour le calcul de la flèche, nous utiliserons le logiciel **Robot Structural Analysis**

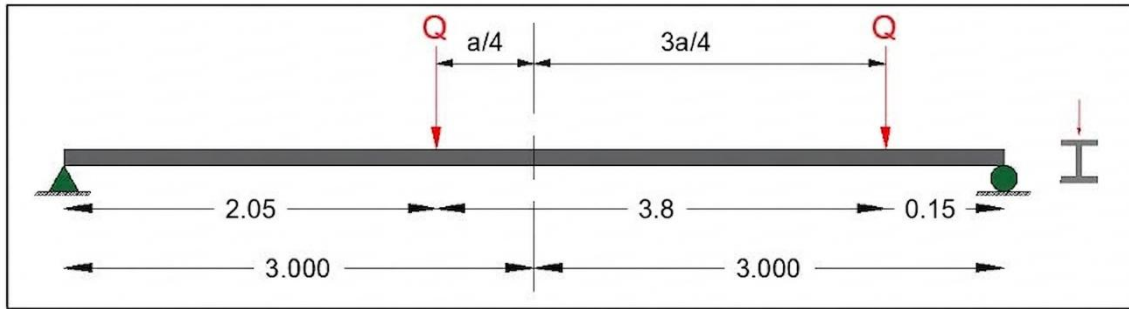


Figure V.11: Position des réactions pour la flèche max verticale.

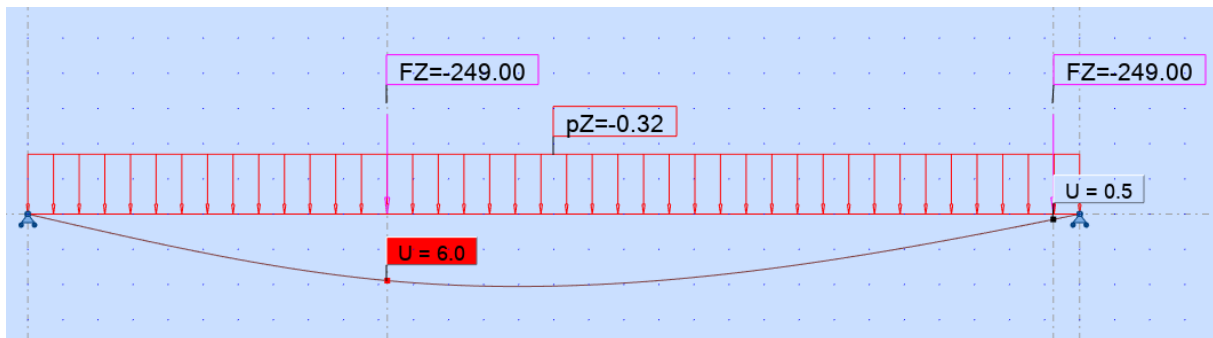


Figure V.12: Déplacement maximal.

$$f_{\text{cal}} = 6\text{mm} \leq f_{\text{adm}} = 8\text{mm}$$

- La flèche verticale est vérifiée.

V.III.2.2 La flèche horizontale

Selon l'Eurocode 3 pour la flèche horizontale, on se base sur la réaction horizontale maximale en situation dynamique.

Nous appliquerons au niveau de la semelle supérieure de la poutre de roulement une charge concentrée

$$H_{s,T} = 74.8\text{KN}$$

Pour limiter la flèche horizontale de la poutre de roulement, une sablière est placée au même niveau et reliée par des corbeaux espacés d'environ 3 m. Cette disposition améliore la

rigidité latérale, réduit la longueur libre de déformation et diminue le déplacement horizontal, tout en renforçant la stabilité vis-à-vis du déversement et en respectant les critères de service.

$$f_{cal} = \frac{H_{s,2,T} \times L^3}{48 \times E \times I_f}$$

L'inertie de la semelle supérieure $I_f = \frac{t_f \times b^3}{12} = \frac{26 \times 300^3}{12} = 5850 \times 10^4 \text{ mm}^4$

$$f_{cal} = \frac{H_{s,2,T} \times L^3}{48 \times E \times I_f} = \frac{74.8 \times 10^3 \times 3000^3}{48 \times 2.1 \times 10^5 \times 5850 \times 10^4} = 3.4 \text{ mm}$$

$$f_{cal} = 3.4 \text{ mm} \leq f_{adm} = 8 \text{ mm}$$

✓ La flèche verticale est vérifiée.

V.III.2.3 Vérification des instabilités à L'ELU

V.III.2.3.1 Evaluation des charges

1) Moment sollicitant dû aux charges verticales $M_{y, ed}$:

Moment sollicitant dû au poids permanent G :

$$M_{Gy,Ed} = \frac{G_{Ed} \times l^2}{8}$$

$$G_{Ed} = 1.35 \times (G_{poutre} + G_{rail})$$

$$G_{Ed} = 1.35 \times (1.71 + 0.318)$$

$$G_{Ed} = 2.74 \text{ kN/m}$$

$$M_{Gy,Ed} = \frac{2.74 \times 6^2}{8}$$

$$M_{Gy,Ed} = 12.33 \text{ kN.m}$$

Moment sollicitant dû aux charges d'exploitations Q_r :

$$Q_r = 1.5 \times Q_{r,max}$$

$$Q_r = 1.5 \times 249$$

$$Q_r = 373.5 \text{ kN}$$

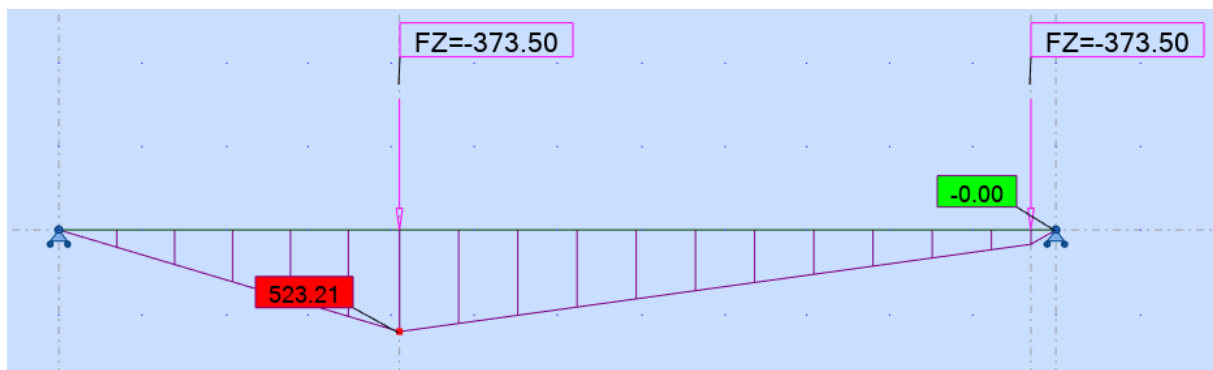


Figure V.13: Moment maximale sous Q_r .

$$M_{y,ed} = M_{Gy,Ed} + M_{Qy,Ed} = 12.33 + 523.21$$

$$M_{y,ed} = 535.54 \text{ KN.m}$$

2) Moment sollicitant dû aux charges horizontales $M_{z,ed}$:

$$M_{z,Ed} = \frac{1.5 \times H_{s,1,T} \times l}{4}$$

$$M_{z,Ed} = \frac{1.5 \times 74.8 \times 6}{4}$$

$$M_{z,Ed} = 168.3 \text{ KN.m}$$

V.III.2.3.2 Classification de section

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.924$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \frac{c}{t_f} = \frac{\frac{300-14}{2} - 27}{2 \times 26} = 2.23 \leq 10\varepsilon & \text{semelle de classe 1} \\ \frac{d}{t_w} = \frac{344}{14} = 24.5 \leq 72\varepsilon & \text{Ame de classe 1} \end{array} \right.$$

Donc, la section est de classe 1 vis-à-vis de la flexion

V.III.2.3.3 Vérification de résistance en section

Le CCM97 recommande la formule approximative ci-dessous pour vérifier la résistance en section

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{ply,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

Où :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_f f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{7800 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 1950 \text{ KN}, \text{ avec } A_f = b \times t_f = 300 \times 26 = 7800 \text{ mm}^2$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{3982 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 995.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1198 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 299.5 \text{ KN.m}$$

$$N_{Ed} = 1.5 \times H_{L1} = 1.5 \times 21.7 = 32.55 \text{ KN}$$

Donc :

$$\frac{32.55}{1950} + \frac{535.54}{995.5} + \frac{168.3}{299.5} = 1.12 \leq 1 \text{ non vérifiée}$$

- La résistance en section n'est pas vérifiée. Donc on augmente la section on opte pour un HEB 500 on refait tous les calculs

Tableau III.8 : Caractéristiques de HEB 500.

G_{poutre} (kg/ml)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (cm ²)	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	i_y (cm)	i_z (cm)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	$W_{pl,z}$ (cm ³)
187	500	300	390	14.5	28	238.6	107200	12620	21.19	7.27	4287	1292

V.III.2.4 La flèche verticale

V.III.2.4.1 Evaluation des charges

Poids propre de profilé : $P_{outre} = 1.87 \text{ KN/m}$

Poids propre de rail : $G_{rail} = 0.318 \text{ KN/m}$

Charges verticales : $2 \cdot R_v = 2 \cdot 249 \text{ KN}$

Pour le calcul de la flèche, nous utiliserons le logiciel **Robot Structural Analysis**

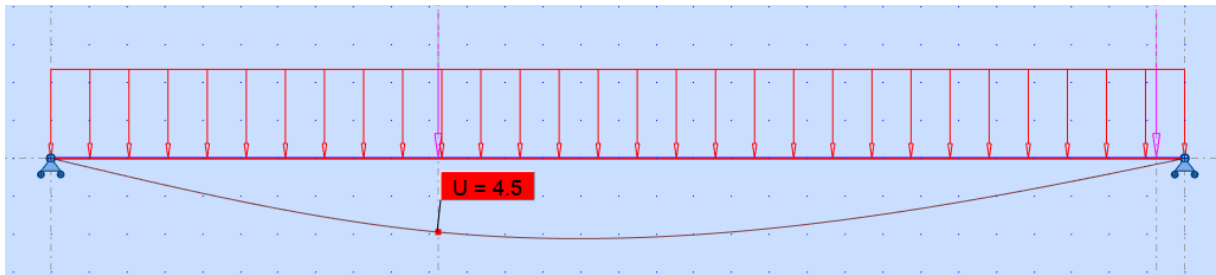


Figure V.14: Déplacement maximum pour HEB500.

$$f_{cal} = 4.5 \text{ mm} \leq f_{adm} = 8 \text{ mm}$$

- La flèche verticale est vérifiée.

V.III.2.5 La flèche horizontale

$$f_{cal} = \frac{H_{s,2T} \times L^3}{48 \times E \times I_f}$$

L'inertie de la semelle supérieure $I_f = \frac{t_f \times b^3}{12} = \frac{28 \times 300^3}{12} = 6300 \times 10^4 \text{ mm}^4$

$$f_{cal} = \frac{H_{s,2T} \times L^3}{48 \times E \times I_f} = \frac{74.8 \times 10^3 \times 3000^3}{48 \times 2.1 \times 10^5 \times 6300 \times 10^4} = 3.2 \text{ mm}$$

$$f_{cal} = 3.2 \text{ mm} \leq f_{adm} = 8 \text{ mm}$$

- La flèche horizontale est vérifiée.

V.III.2.6 Vérification des instabilités à L'ELU

1) Moment sollicitant dû aux charges verticales $M_{y, ed}$:

- Moment sollicitant dû au poids permanent G :

$$M_{Gy, Ed} = \frac{G_{Ed} \times l^2}{8}$$

$$G_{Ed} = 1.35 \times (G_{poutre} + G_{rail})$$

$$G_{Ed} = 1.35 \times (1.87 + 0.318)$$

$$G_{Ed} = 2.95 \text{ KN/m}$$

$$M_{Gy, Ed} = \frac{2.95 \times 6^2}{8}$$

$$M_{Gy, Ed} = 13.29 \text{ KN.m}$$

- Moment sollicitant dû aux charges d'exploitations Q_r :

$$Q_r = 1.5 \times Q_{r, max}$$

$$Q_r = 1.5 \times 249$$

$$Q_r = 373.5 \text{ KN}$$

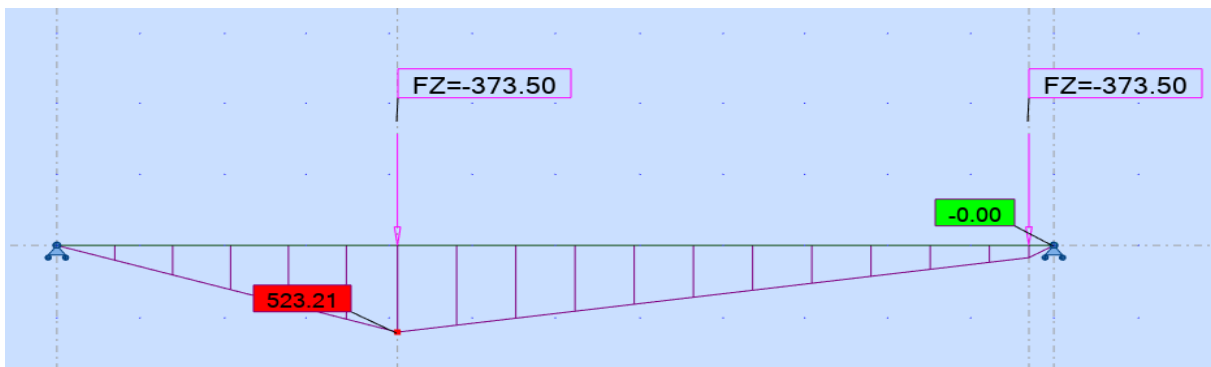


Figure V.15: Moment maximale sous Q_r .

$$M_{y, ed} = M_{Gy, Ed} + M_{Qy, Ed} = 13.29 + 523.21$$

$$M_{y, ed} = 536.5 \text{ KN.m}$$

2) Moment sollicitant dû aux charges horizontales $M_{z, ed}$:

$$M_{z, Ed} = \frac{1.5 \times H_{s.1.T} \times l}{4}$$

$$M_{z, Ed} = \frac{1.5 \times 74.8 \times 6}{4}$$

$$M_{z, Ed} = 168.3 \text{ KN.m}$$

V.III.2.6.1 Classification de section

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.924$$

$$\begin{cases} \frac{c}{t_f} = \frac{\frac{300-14.5}{2}-27}{2*28} = 2 \leq 10\varepsilon & \text{semelle de classe 1} \\ \frac{d}{t_w} = \frac{390}{14.5} = 26.9 \leq 72\varepsilon & \text{Ame de classe 1} \end{cases}$$

Donc, la section est de classe 1 vis-à-vis de la flexion

V.III.2.6.2 Vérification de résistance en section

Le CCM97 recommande la formule approximative ci-dessous pour vérifier la résistance en section

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{ply,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{plz,Rd}} \leq 1$$

Où :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_f f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{8400 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 2100 \text{ KN}, \text{ avec } A_f = b \cdot t_f = 300 \times 28 = 8400 \text{ mm}^2$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{4815 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 1203.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1292 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 323 \text{ KN.m}$$

$$N_{Ed} = 1.5 \times H_{L1} = 1.5 \times 21.7 = 32.55 \text{ KN}$$

Donc :

$$\frac{32.55}{2100} + \frac{536.5}{1203.7} + \frac{168.3}{323} = 0.98 \leq 1$$

✓ La résistance en section est vérifiée.

V.III.2.6.3 Vérification de flambement

bi-articulé donc $K=1$ $l_{fz,y} = l$

$$\chi_{z,y} = \frac{1}{\phi_{z,y} + \sqrt{\phi_{z,y}^2 - \overline{\lambda}_{z,y}^2}}$$

$$\overline{\lambda}_{z,y} = \frac{\lambda_{z,y}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{z,y} = \frac{l_{fz,y}}{i_{z,y}}$$

$$\phi_{z,y} = 0.5(1 + \alpha_{z,y}(\overline{\lambda}_{z,y} - 0.2) + \overline{\lambda}_{z,y}^2)$$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{500}{300} = 1.6 \geq 1.2 & \text{courbe } a ; \alpha = 0.21 & \text{Axe } yy \\ t_f = 28\text{mm} \leq 40\text{mm} & \text{courbe } b ; \alpha = 0.34 & \text{Axe } zz \end{cases}$$

Tableau III.9 : Paramètres du flambement.

Axe de flambement	l_f (m)	Courbe	A	λ	β_m	$\bar{\lambda}$	ϕ	χ
y-y	6.0	a	0.21	28.31	1.3	0.32>0.2	0.56	0.98
z-z	6.0	b	0.34	82.53	1.4	0.95>0.2	1.07	0.64

Ainsi :

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0.98, 0.64) = 0.64$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}}\right) = 0.95 \times (2 \times 1.4 - 4) + \left(\frac{1292 - 841.6}{841.6}\right) = -0.6$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z N_{ed}}{\chi_z A f_y} = 1 - \frac{-0.6 \times 32.55}{0.64 \times 23860 \times 275 \times 10^{-3}} = 1$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}\right) = 0.32 \times (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{4815 - 4287}{4287}\right) = -0.32$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y N_{ed}}{\chi_y A f_y} = 1 - \frac{-0.32 \times 32.55}{0.98 \times 23860 \times 275 \times 10^{-3}} = 1$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_{\min} N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{y,ed}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z M_{z,ed}}{M_{plz,rd}} = \frac{32.55}{0.64 \times 2100} + \frac{1 \times 536.5}{1203.7} + \frac{1 \times 168.3}{323} = 0.99 \leq 1$$

✓ Le Flambement est vérifié.

V.III.2.6.4 Vérification de déversement

Le CCM97 propose une formule approximative pour calculer l'élancement géométrique :

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

Avec : $L_D = L/2$ (les liernes sont considérés comme maintien latéral) ;

$C_1 = 1.132$ (Dépend du diagramme des moments P144 ;

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon \text{ où } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92 \text{ d'où}$$

$$\lambda_1 = \mathbf{86.8} ;$$

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

$$\beta_w = 1 \text{ (Classe 1) ;}$$

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

$$\alpha_{LT} = 0.21(\text{profilé laminés}) ;$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \geq 0.4 ;$$

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

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

Tableau III.10 : Paramètres du déversement.

L_D (m)	C_1	α_{LT}	λ_{LT}	$\bar{\lambda}_{LT}$	ϕ_{LT}	χ_{LT}
3.0	1.132	0.21	36.56	0.43 > 0.4	0.62	0.94

$$- \mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0.15 = 0.15 \times 0.95 \times 1.3 - 0.15 = 0.035$$

$$- k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0.035 \times 32.55}{0.64 \times 23860 \times 275 \times 10^{-3}} = 0.999$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_z \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_{LT} M_{y,ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,rd}} + \frac{K_z M_{z,ed}}{M_{plz,rd}} = \frac{32.55}{0.64 \times 2100} + \frac{1 \times 536.5}{0.94 \times 1203.7} + \frac{1 \times 168.3}{323} = 1 \leq 1$$

✓ Le Déversement est vérifié.

Donc le profilé **HEB 500** est retenu pour la poutre de roulement.

CHAPITRE VI

ETUDE DES PORTIQUES

VI.I Introduction

Le portique constitue l'élément principal de support d'un bâtiment à ossature métallique. Formé de poteaux, poutres et de traverses, généralement réalisés en profils laminés, reconstitués ou en treillis, il assure la reprise et la transmission de l'ensemble des charges vers les fondations, garantissant ainsi la stabilité globale de la structure.

Ces charges comprennent le poids propre, les surcharges d'exploitation, les actions climatiques (vent, neige), les effets sismiques, ainsi que les efforts liés aux équipements tels que les ponts roulants. Les éléments du portique sont donc dimensionnés et vérifiés en tenant compte des combinaisons de charges les plus défavorables, afin de garantir leur résistance et leur stabilité tout au long de la durée de vie de l'ouvrage.

Dans ce cadre, le calcul des efforts est généralement réalisé à l'aide de logiciels spécialisés, puis exploité pour vérifier la solidité des éléments et des assemblages, ainsi que pour définir les exigences liées aux fondations. Ce chapitre présente les principes de calcul et de vérification des portiques métalliques, en mettant l'accent sur l'évaluation des efforts et la vérification de la stabilité globale.

VI.II Conception des portiques

Dans les hangars à structure métallique, les portiques en métal constituent les principaux éléments de support. Composés habituellement de poteaux et de traverses, ils garantissent la prise en charge directe de toutes les charges appliquées, conformément à l'axe longitudinal du bâtiment. Ils sont habituellement élaborés à partir de profils laminés à chaud, de profils reconstitués soudés (PRS) ou de structures en treillis, en fonction des besoins. Les portées et les exigences du projet. Dans notre situation, compte tenu de la charge du vent importante, nous privilégions l'option des fermes en treillis.

VI.III Etude des fermes

Pour le dimensionnement des fermes, le calcul sera réalisé à l'aide du logiciel Robot afin de déterminer les efforts internes dans les différents composants. Une ferme type, appartenant à une trame de 10 m, sera étudiée en détail.

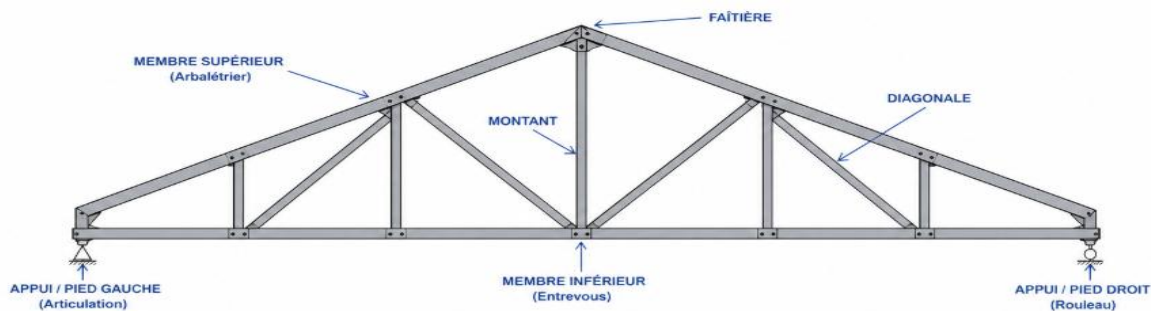


Figure VI.1: composants des fermes treillis.

VI.III.1 Evaluation des charges

Dans le cas d'une ferme en treillis, les charges doivent être appliquées aux nœuds afin de respecter l'hypothèse de fonctionnement des barres (efforts axiaux uniquement).

Pour passer des charges surfaciques aux charges nodales, on procède en deux étapes :

- On multiplie d'abord la charge surfacique par **l'entraxe des portiques (10 m)** afin d'obtenir une charge linéique appliquée sur la ferme.
- Ensuite, on transforme cette charge linéique en charges nodales en la multipliant par la longueur tributaire des nœuds :
 - **1,21 m** pour les nœuds intermédiaires,
 - **0,605 m** pour les nœuds d'extrémité.

Cette démarche s'applique aux charges permanentes de la toiture ainsi qu'aux charges climatiques comme le vent,

Tableau VI.1: charges appliquées au nœuds de la toiture.

Charges	Valeur	Nœuds intermédiaires(daN)	Nœuds d'extrémité(daN)
Couverture TL75+accessoire	15(daN/m ²)	181.5	90.8
Pannes IPE240	30.7(daN/m)	307	307
Vent (zone F)	236.48(daN/m ²)	2861.4	1430.7
Vent (zone G)	191.91(daN/m ²)	2322.1	2592
Sable	30daN/m	/	300

VI.III.2 Dimensionnement des fermes

Après modélisation de la ferme, le dimensionnement est effectué en étudiant chaque composant individuellement.

VI.III.2.1 Membrure supérieure

Elle sera vérifiée à la traction et au flambement simple.

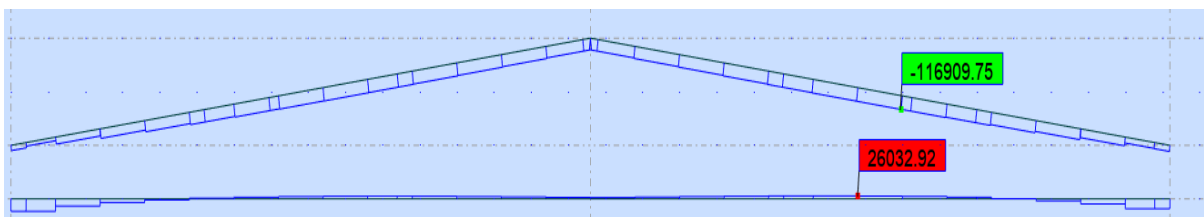


Figure VI.2: effort de traction maximal dans la membrure supérieure sous G-1.5V.

$$N_k = 116909.75 \text{ daN}$$

$$N_{ed} \leq N_{pl,Rd}$$

$$1.5 \times N_k \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$A \geq \frac{1.5 \times N_k \times \gamma_{M1}}{f_y} = \frac{1.5 \times 116909.75 \times 1.1}{275}$$

$$A \geq 7015 \text{ mm}^2$$

On propose une cornière a ailes égales 2CAE150×150×15 avec $A=8600 \text{ mm}^2$

Avec des boulons de diamètre 12mm et diamètre des trous 13mm

$$A_{net} = A - t \times d_0$$

$$A_{net} = 8600 - 13 \times 15$$

$$A_{net} = 8405 \text{ mm}^2$$

VI.III.2.1.1 Vérification à la traction

$$N_{ed} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd})$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{8600 \times 275}{1.1} = 215000 \text{ daN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \times 8405 \times 430}{1.25} = 202392 \text{ daN}$$

$$N_{t,Rd} = \min(215000; 202392) = 202392 \text{ daN}$$

$$N_{ed} = 1.5 \times N_k = 1.5 \times 116909.75 = 175364.6 \text{ daN}$$

$$N_{ed} = 175364.6 \leq N_{t,Rd} = 202392$$

✓ La résistance à la traction est vérifiée.

VI.III.2.1.2 Vérification au flambement simple

L'effort de compression est donné par $N_k = 25786.29 \text{ daN}$

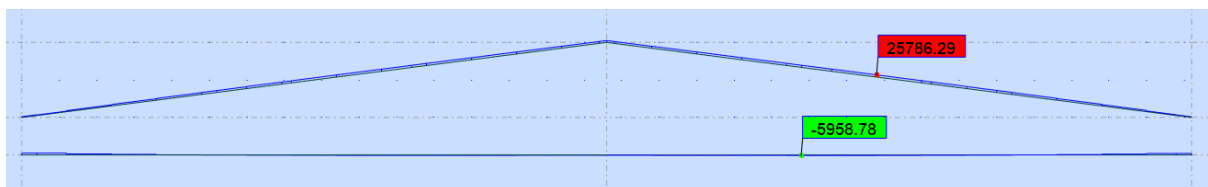


Figure VI.3 : effort maximal de compression dans la membrure sup sous 1.35G+1.5S.

$$\frac{N_{ed}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} \leq 1$$

$$i_{y,z} = \sqrt{\frac{I_{y,z}}{2A_{cornière isolée}}}.$$

$$I_y = 2 \times I_{y,isolé} = 2 \times 898.1 = 1796.2 \text{ cm}^4.$$

$$I_z = 2(I_{z,isolé} + A_{cornière isolée} \times \Delta^2) = 2(898.1 + 43 \times 4.75^2) = 5533 \text{ cm}^4.$$

$$\Delta = y_s + 0.5 = 4.25 + 0.5 = 4.75 \text{ cm}.$$

$$i_y = \sqrt{\frac{1796.2}{2 \times 43}} = 4.57 \text{ cm}.$$

$$i_z = \sqrt{\frac{5533}{2 \times 43}} = 8.02 \text{ cm}.$$

Détermination de χ_{min} :

$$\chi_{z,y} = \frac{1}{\phi_{z,y} + \sqrt{\phi_{z,y}^2 - \bar{\lambda}_{z,y}^2}}.$$

$$\bar{\lambda}_{z,y} = \frac{\lambda_{z,y}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}.$$

$$\lambda_{z,y} = \frac{l_{fz,y}}{i_{z,y}} \quad l_{fz,y} = 0.9l^{42}$$

$$\phi_{z,y} = 0.5(1 + \alpha_{z,y}(\bar{\lambda}_{z,y} - 0.2) + \bar{\lambda}_{z,y}^2)$$

Tableau VI.2 : paramètres du flambement.

Axe	l(m)	l_f (m)	α	λ	$\bar{\lambda}$	ϕ	χ
y-y	5.2	4.68	0.49	102.4	1.2	1.47	0.43
z-z	5.2	4.68	0.49	58.35	0.67	0.84	0.74

$$\chi_{min} = \chi_y = 0.43$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} = \frac{1.5 \times 257862.9}{0.43 \times 1 \times 8600 \times \frac{275}{1.1}} = 0.41 \leq 1$$

- ✓ Résistance au flambement est vérifiée.
- ✓ La double cornière 150×150×15 est retenue pour la membrure supérieure.

⁴² Livre DAHMANI Lahlou « calcul des éléments résistants d'une construction métallique » page 126.

VI.III.2.2 Membrure inférieure

On adopte le même profilé que la membrure supérieure une cornière a ailes égales 2CAE150×150×15 avec $A=8600\text{mm}^2$

Étant donné que l'effort de traction sollicitant la membrure inférieure est inférieur à celui de la membrure supérieure, la vérification en traction est satisfaite. La vérification en compression de la membrure supérieure sera effectuée comme suit.

✓ Traction : $N_k=116909.75\text{daN}(\text{sup}) \geq N_k=5958.\text{daN}(\text{inf})$

✓ Compression : $\frac{N_{ed}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} = \frac{1.5 \times 260329.2}{0.43 \times 1 \times 8600 \times \frac{275}{1.1}} = 0.42 \leq 1$

VI.III.2.3 Diagonales



Figure VI.4: efforts max dans les diagonales sous G+1.5V.

$$N_k=12803.58\text{daN}$$

$$N_{ed} \leq N_{pl,Rd}$$

$$1.5 \times N_k \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$A \geq \frac{1.5 \times N_k \times \gamma_{M1}}{f_y} = \frac{1.5 \times 12803.58 \times 1.1}{275}$$

$$A \geq 768.21 \text{ mm}^2$$

On propose une cornière a ailes égales 2CAE80×80×8 avec $A=2460\text{mm}^2$

Avec des boulons de diamètre 12mm et diamètre des trous 13mm

$$A_{net} = A - t \times d_0$$

$$A_{net} = 2460 - 13 \times 8$$

$$A_{net} = 2356\text{mm}^2$$

VI.III.2.3.1 Vérification à la traction

$$N_{ed} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = \min (N_{pl,Rd}; N_{u,Rd})$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2460 \times 275}{1.1} = 61500 \text{ daN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \times 2356 \times 430}{1.25} = 56732.5 \text{ daN}$$

$$N_{t,Rd} = \min(61500; 56732.5) = 56732.5 \text{ daN}$$

$$N_{ed} = 1.5 \times N_k = 1.5 \times 12803.58 = 19205 \text{ daN}$$

$$N_{ed} = 19205 \leq N_{t,Rd} = 56732.5$$

✓ La résistance à la traction est vérifiée.

VI.III.2.3.2 Vérification au flambement simple

L'effort de compression est donné par $N_k = 58471.68 \text{ daN}$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1$$

$$i_{y,z} = \sqrt{\frac{I_{y,z}}{2A_{cornière isolée}}}$$

$$I_y = 2 \times I_{y,isolé} = 2 \times 72.25 = 144.5 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2(I_{z,isolé} + A_{cornière isolée} \times \Delta^2) = 2(144.5 + 12.3 \times 2.76^2) = 476.4 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = y_s + 0.5 = 2.26 + 0.5 = 2.76 \text{ cm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{144.5}{2 \times 12.3}} = 2.42 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{476.4}{2 \times 12.3}} = 4.4 \text{ cm}$$

Détermination de χ_{min} :

$$\chi_{z,y} = \frac{1}{\phi_{z,y} + \sqrt{\phi_{z,y}^2 - \overline{\lambda_{z,y}}^2}}$$

$$\overline{\lambda_{z,y}} = \frac{\lambda_{z,y}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{z,y} = \frac{l_{fz,y}}{i_{z,y}} \quad l_{fz,y} = 0.8l$$

$$\phi_{z,y} = 0.5(1 + \alpha_{z,y}(\overline{\lambda_{z,y}} - 0.2) + \overline{\lambda_{z,y}}^2)$$

Tableau VI.3 : paramètres du flambement.

Axe	l(m)	l_f (m)	α	λ	$\bar{\lambda}$	Φ	χ
y-y	1.56	1.2	0.49	49	0.56	0.74	0.8
z-z	1.56	1.2	0.49	27	0.31	0.57	0.95

$$\chi_{min} = 0.84$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} = \frac{1.5 \times 584716.8}{0.8 \times 1 \times 2460 \times \frac{275}{1.1}} = 0.72 \leq 1$$

✓ Résistance au flambement est vérifiée.

La double cornière 80×80×8 est retenue pour les diagonales.

VI.III.2.4 Montants

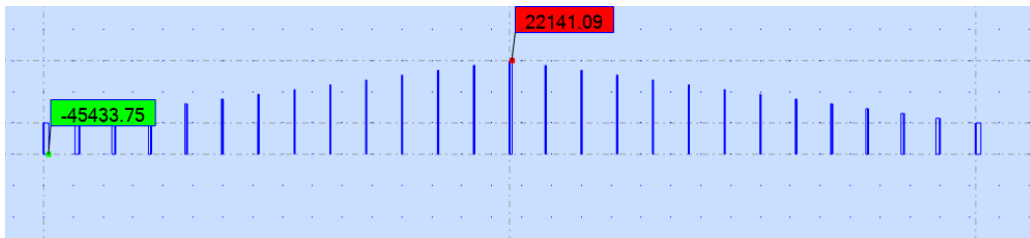


Figure VI.5 : efforts max dans les montants sous G+1.5V.

$$N_k = 45433.75 \text{ daN}$$

$$N_{ed} \leq N_{pl,Rd}$$

$$1.5 \times N_k \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$A \geq \frac{1.5 \times N_k \times \gamma_{M1}}{f_y} = \frac{1.5 \times 45433.75 \times 1.1}{275}$$

$$A \geq 2726.0 \text{ mm}^2$$

On propose une cornière a ailes égales 2CAE90×90×9 avec $A = 3100 \text{ mm}^2$.

Avec des boulons de diamètre 12mm et diamètre des trous 13mm.

$$A_{net} = A - t \times d_0.$$

$$A_{net} = 3100 - 13 \times 9.$$

$$A_{net} = 2983 \text{ mm}^2.$$

VI.III.2.4.1 Vérification à la traction

$$N_{ed} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd})$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{3100 \times 275}{1.1} = 75500 \text{ daN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \times 2983 \times 430}{1.25} = 71831 \text{ daN}$$

$$N_{t,Rd} = \min(75500; 71831) = 71831 \text{ daN}$$

$$N_{ed} = 1.5 \times N_k = 1.5 \times 45433.75 = 64071.6 \text{ daN}$$

$$N_{ed} = 64071.6 \leq N_{t,Rd} = 71831$$

✓ La résistance à la traction est vérifiée.

VI.III.2.4.2 Vérification au flambement simple

L'effort de compression est donné par $N_k = 22141.09 \text{ daN}$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1$$

$$i_{y,z} = \sqrt{\frac{I_{y,z}}{2A_{cornière isolée}}}$$

$$I_y = 2 \times I_{y,isolé} = 2 \times 115.8 = 231.6 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 2(I_{z,isolé} + A_{cornière isolée} \times \Delta^2) = 2(115.8 + 15.5 \times 3.04^2) = 518.1 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = y_s + 0.5 = 2.54 + 0.5 = 3.04 \text{ cm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{231.6}{2 \times 15.5}} = 2.73 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{518.1}{2 \times 15.5}} = 4.1 \text{ cm}$$

Détermination de χ_{min} :

$$\chi_{z,y} = \frac{1}{\phi_{z,y} + \sqrt{\phi_{z,y}^2 - \bar{\lambda}_{z,y}^2}}$$

$$\bar{\lambda}_{z,y} = \frac{\lambda_{z,y}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{z,y} = \frac{l_{fz,y}}{i_{z,y}}$$

$$\phi_{z,y} = 0.5(1 + \alpha_{z,y}(\bar{\lambda}_{z,y} - 0.2) + \bar{\lambda}_{z,y}^2)$$

Tableau VI.4 : paramètres du flambement.

Axe	l(m)	l_f (m)	α	λ	$\bar{\lambda}$	Φ	χ
y-y	3	2.4	0.49	110	1.26	1.55	0.5
z-z	3	2.4	0.49	73	0.84	1	0.64

$$\chi_{min} = 0.4$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} = \frac{1.5 \times 221410.9}{0.5 \times 1 \times 3100 \times \frac{275}{1.1}} = 0.85 \leq 1$$

✓ Résistance au flambement est vérifiée.

La double cornière 90×90×9 est retenue pour les montants.

VI.III.2.5 Vérification par Robot

Comme le poids propre des fermes n'a pas été pris en compte dans le calcul précédent, une nouvelle vérification est effectuée sous Robot en intégrant cette fois-ci le poids propre.

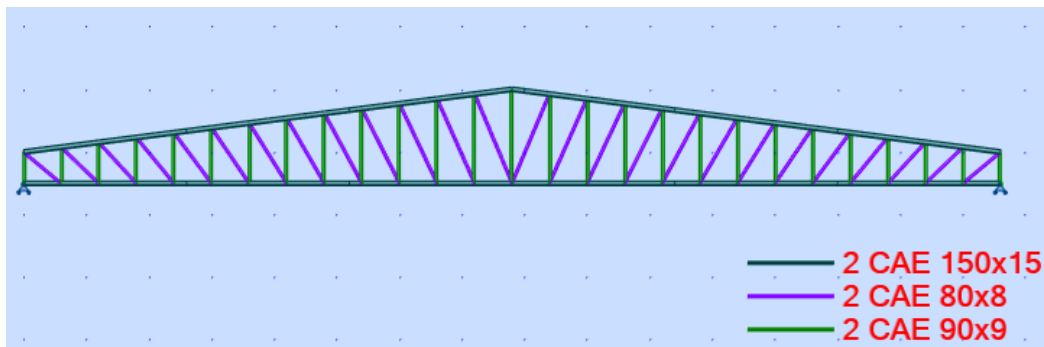


Figure VI.6: Modélisation ferme.

CHAPITRE VI : ETUDE DES PORTIQUES

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1 treillis_1	 2 CAE 90x9	S 275	36.60	12.47	0.47	4 G+1.5V
2 treillis_2	 DCEC 120x1	S 275	282.81	282.81	0.76	4 G+1.5V
3 treillis_3	 DCEC 120x1	S 275	280.52	280.52	0.75	4 G+1.5V
4 treillis_4	 2 CAE 90x9	S 275	38.51	13.12	0.48	4 G+1.5V
5 treillis_5	 2 CAE 90x9	S 275	42.24	14.39	0.40	4 G+1.5V
6 treillis_6	 2 CAE 90x9	S 275	47.87	16.31	0.31	4 G+1.5V
7 treillis_7	 2 CAE 90x9	S 275	53.50	18.23	0.24	4 G+1.5V
8 treillis_8	 2 CAE 90x9	S 275	59.13	20.14	0.17	4 G+1.5V
9 treillis_9	 2 CAE 90x9	S 275	64.77	22.06	0.11	4 G+1.5V
10 treillis_10	 2 CAE 90x9	S 275	70.40	23.98	0.06	4 G+1.5V
11 treillis_11	 2 CAE 90x9	S 275	76.03	25.90	0.04	4 G+1.5V
12 treillis_12	 2 CAE 90x9	S 275	81.66	27.82	0.01	4 G+1.5V
13 treillis_13	 2 CAE 90x9	S 275	87.30	29.74	0.03	4 G+1.5V
14 treillis_14	 2 CAE 90x9	S 275	92.93	31.66	0.06	4 G+1.5V
15 treillis_15	 2 CAE 90x9	S 275	98.56	33.57	0.09	4 G+1.5V
16 treillis_16	 2 CAE 90x9	S 275	104.19	35.49	0.08	4 G+1.5V
17 treillis_17	 2 CAE 90x9	S 275	109.81	37.41	0.26	4 G+1.5V
18 treillis_18	 2 CAE 80x8	S 275	127.27	40.34	0.15	4 G+1.5V
19 treillis_19	 2 CAE 80x8	S 275	121.48	38.51	0.11	4 G+1.5V
20 treillis_20	 2 CAE 80x8	S 275	115.72	36.68	0.13	4 G+1.5V
21 treillis_21	 2 CAE 80x8	S 275	110.02	34.88	0.09	4 G+1.5V
22 treillis_22	 2 CAE 80x8	S 275	104.40	33.09	0.04	4 G+1.5V
23 treillis_23	 2 CAE 80x8	S 275	98.86	31.34	0.01	4 G+1.5V
24 treillis_24	 2 CAE 80x8	S 275	93.42	29.62	0.06	4 G+1.5V
25 treillis_25	 2 CAE 80x8	S 275	88.08	27.92	0.10	4 G+1.5V
26 treillis_26	 2 CAE 80x8	S 275	82.94	26.29	0.18	4 G+1.5V
27 treillis_27	 2 CAE 80x8	S 275	77.94	24.71	0.28	4 G+1.5V
28 treillis_28	 2 CAE 80x8	S 275	73.15	23.19	0.40	4 G+1.5V
29 treillis_29	 2 CAE 80x8	S 275	68.61	21.75	0.56	4 G+1.5V
30 treillis_30	 2 CAE 80x8	S 275	54.30	17.21	0.63	4 G+1.5V

31 treillis_31	 2 CAE 80x8	S 275	44.49	14.10	0.66	4 G+1.5V
32 treillis_32	 2 CAE 90x9	S 275	36.60	12.47	0.47	4 G+1.5V
33 treillis_33	 DCEC 120x1	S 275	282.81	282.81	0.77	4 G+1.5V
34 treillis_34	 DCEC 120x1	S 275	280.52	280.52	0.77	4 G+1.5V
35 treillis_35	 2 CAE 90x9	S 275	38.51	13.12	0.49	4 G+1.5V
36 treillis_36	 2 CAE 90x9	S 275	42.24	14.39	0.40	4 G+1.5V
37 treillis_37	 2 CAE 90x9	S 275	47.87	16.31	0.31	4 G+1.5V
38 treillis_38	 2 CAE 90x9	S 275	53.50	18.23	0.24	4 G+1.5V
39 treillis_39	 2 CAE 90x9	S 275	59.13	20.14	0.18	4 G+1.5V
40 treillis_40	 2 CAE 90x9	S 275	64.77	22.06	0.12	4 G+1.5V
41 treillis_41	 2 CAE 90x9	S 275	70.40	23.98	0.07	4 G+1.5V
42 treillis_42	 2 CAE 90x9	S 275	76.03	25.90	0.05	4 G+1.5V
43 treillis_43	 2 CAE 90x9	S 275	81.66	27.82	0.01	4 G+1.5V
44 treillis_44	 2 CAE 90x9	S 275	87.30	29.74	0.03	4 G+1.5V
45 treillis_45	 2 CAE 90x9	S 275	92.93	31.66	0.06	4 G+1.5V
46 treillis_46	 2 CAE 90x9	S 275	98.56	33.57	0.09	4 G+1.5V
47 treillis_47	 2 CAE 90x9	S 275	104.19	35.49	0.12	4 G+1.5V
48 treillis_48	 2 CAE 80x8	S 275	127.27	40.34	0.20	4 G+1.5V
49 treillis_49	 2 CAE 80x8	S 275	121.48	38.51	0.16	4 G+1.5V
50 treillis_50	 2 CAE 80x8	S 275	115.72	36.68	0.12	4 G+1.5V
51 treillis_51	 2 CAE 80x8	S 275	110.02	34.88	0.08	4 G+1.5V
52 treillis_52	 2 CAE 80x8	S 275	104.40	33.09	0.04	4 G+1.5V
53 treillis_53	 2 CAE 80x8	S 275	98.86	31.34	0.01	4 G+1.5V
54 treillis_54	 2 CAE 80x8	S 275	93.42	29.62	0.07	4 G+1.5V
55 treillis_55	 2 CAE 80x8	S 275	88.08	27.92	0.10	4 G+1.5V
56 treillis_56	 2 CAE 80x8	S 275	82.94	26.29	0.19	4 G+1.5V
57 treillis_57	 2 CAE 80x8	S 275	77.94	24.71	0.29	4 G+1.5V
58 treillis_58	 2 CAE 80x8	S 275	73.15	23.19	0.41	4 G+1.5V
59 treillis_59	 2 CAE 80x8	S 275	68.61	21.75	0.57	4 G+1.5V
60 treillis_60	 2 CAE 80x8	S 275	54.30	17.21	0.64	4 G+1.5V
61 treillis_61	 2 CAE 80x8	S 275	44.49	14.10	0.66	4 G+1.5V

Figure VI.7 : vérification par robot.

Donc les profilés retenus sont :

- 2CAE150×150×15 pour les membrures supérieures et inférieure.
- 2CAE90×90×9 pour les diagonales.
- 2CAE80×80×8 pour les montants.

VI.IV Etude des poteaux

Pour l'étude des poteaux, deux cas sont considérés :

- Ceux de l'aile administrative
- Ceux de l'aile industrielle.

VI.IV.1 Poteau aile administrative

Dans cette partie, l'espacement entre les portiques est de 5 m. Les charges surfaciques sont donc transformées en charges linéaires en les multipliant par cette largeur d'influence (5 m). Elles sont ensuite réparties aux nœuds de la structure en appliquant les coefficients 1,21 pour les nœuds intermédiaires et 0,605 pour les nœuds d'extrémité.

Pour les poteaux, les charges sont déterminées en multipliant la charge surfacique par la surface d'influence correspondante, soit 5 m (espacement entre portiques) $\times$ 1,55 m (espacement des lisses de bardage).

Dans cette partie, un profilé de type HEA 260 est proposé pour les poteaux. Ce dernier sera ensuite vérifié à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis.

Tableau VI.5 : charges appliquées (aile administratif).

Charges	Valeur	Nœuds intermédiaires (daN)	Nœuds d'extrémité(daN)
Vent poteau (longpan)	147.96(daN/m ²)	1146.6	573.3
Couverture TL75+accessoire	15(daN/m ²)	90.75	45.37
Pannes IPE180	18.8(daN/m)	94	94
Vent (zone F)	236.48(daN/m ²)	1430.7	715.3
Vent (zone G)	191.91(daN/m ²)	1161	1295
Sable	30daN/m	/	150
Solive IPE200	22.4daN/m	112	/
Poutre longitudinale IPE240	30.7daN/m	153.5	/

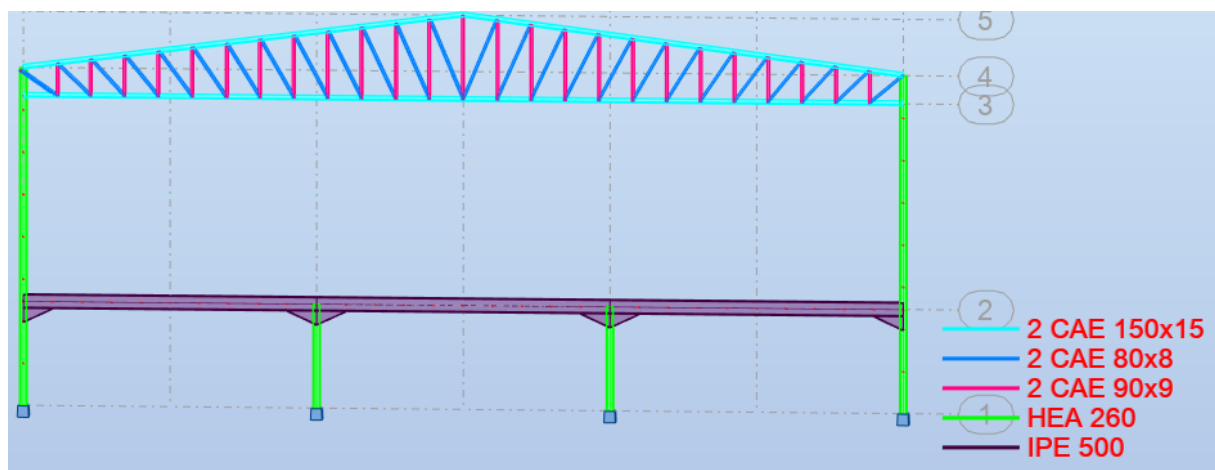


Figure VI.8 : Modélisation portique aile administrative.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(vx)	Cas (vx)
1 Poteau44_1	OK HEA 260	S 275	76.55	10.77	0.56	5 1.35G+1.5S	0.53	6 G+V
34 Poteau44_34	OK HEA 260	S 275	76.55	10.77	0.61	4 G-1.5V	0.52	6 G+V
65 Poteau44_65	OK HEA 260	S 275	23.60	10.77	0.29	4 G-1.5V	0.33	6 G+V
66 Poteau44_66	OK HEA 260	S 275	23.60	10.77	0.41	4 G-1.5V	0.33	6 G+V

Figure VI.9 : vérification poteau aile administrative.

VI.IV.2 Poteau aile industrielle

Dans cette partie, l'espacement entre les portiques est de 10 m. Les charges sont donc multipliées par 10 m, puis réparties en appliquant les valeurs 1,21 pour les nœuds intermédiaires et 0,605 pour les nœuds d'extrémité.

Et pour les poteaux on multiplie la charge par 10 m ensuite par 1.55m l'espacement des lisses de bardages.

Tableau VI.6: charges appliquées (aile industrielle).

Charges	Valeur	Nœuds intermédiaires (daN)	Nœuds d'extrémité (daN)
Vent poteau(longpan)	147.96 (daN/m ²)	2293.38	1146.69
CouvertureTL75+accessoire	15(daN/m ²)	181.5	90.75
Pannes IPE240	30.7(daN/m)	307	307
Poutre de roulement (HEB500)	187(daN/m)	1870	/
Réaction verticales pont	24900daN	/	/
Réactions horizontales pont	2170daN	/	/
Vent (zone F)	236.48(daN/m ²)	2861.4	1430.7
Vent (zone G)	191.91(daN/m ²)	2322.11	2592
Sable	30daN/m	/	300

Après le lancement du calcul on obtient Le moment maximum sous G-1.5V :

$$M_{y,ed} = 110534.84 \text{ daN.m}$$

Pour une section de classe 1 vis-à-vis de la flexion :

$$M_{y,ed} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{ply,rd} \geq \frac{M_{y,ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1105348.4 \times 1.1 \times 10^3}{275} = 4421 \text{ cm}^3$$

$$W_{ply,rd} \geq 4421 \text{ cm}^3$$

On choisit le profilé **HEB550** de classe **S275** avec $W_{ply,rd} = 4971 \text{ cm}^3$

VI.IV.2.1 Vérification des flèches à l'ELS

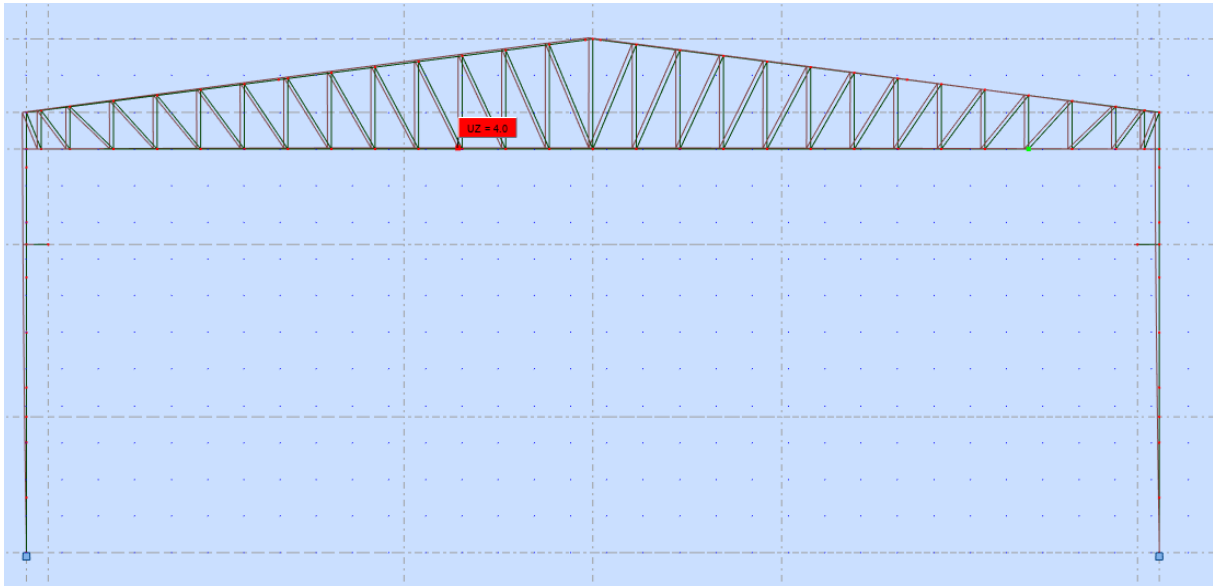


Figure VI.10 : flèche verticale max sous G+V.

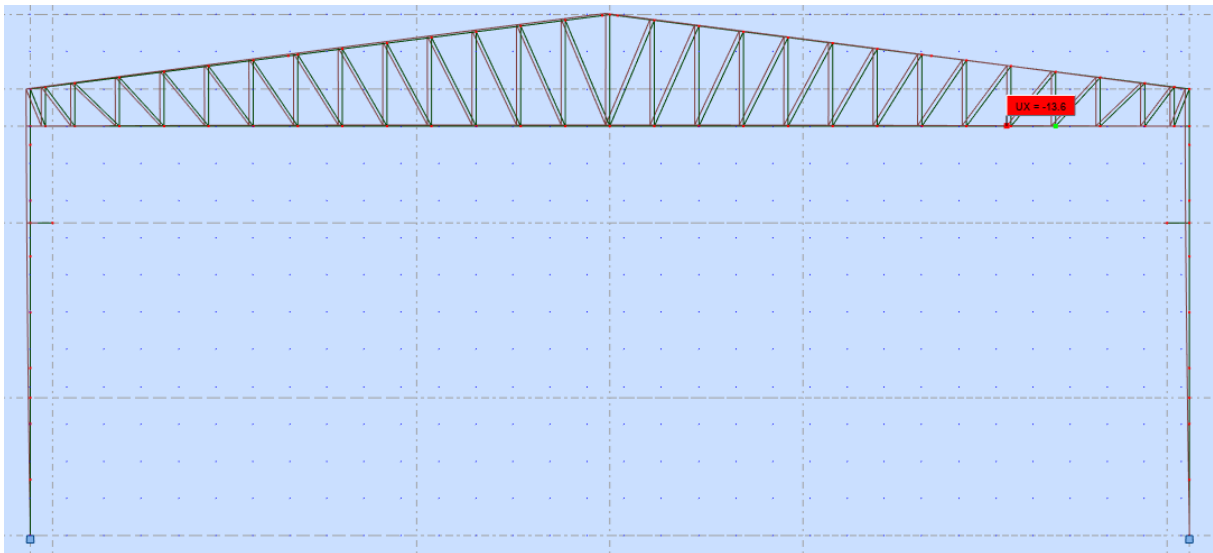


Figure VI.11 : flèche horizontales max sous G+V.

$$f_{adm} \text{ (Horizontale)} = \frac{H}{125} = \frac{12 \cdot 100}{125} = 9.6 \text{ cm} \dots^{43}$$

$$f_{adm} \text{ (Verticale)} = \frac{L}{200} = \frac{15.6 \cdot 100}{200} = 7.8 \text{ cm}$$

La flèche horizontale $f_{cal} \text{ (Horizontale)} = 13.4 \text{ cm} > f_{adm} \text{ (Horizontale)} = 9.6 \text{ cm}$

La flèche verticale $f_{cal} \text{ (Verticale)} = 4 \text{ cm} \leq f_{adm} \text{ (Verticale)} = 7.8 \text{ cm}$

NB : La vérification de la flèche horizontale des poteaux n'étant pas satisfaite, une solution consiste à remplacer les poteaux simples par des poteaux composés de type treillis.

⁴³ CCM97 page 20 Figure 4.3

Cette configuration permet d'augmenter la rigidité globale de l'élément tout en limitant les déplacements latéraux.

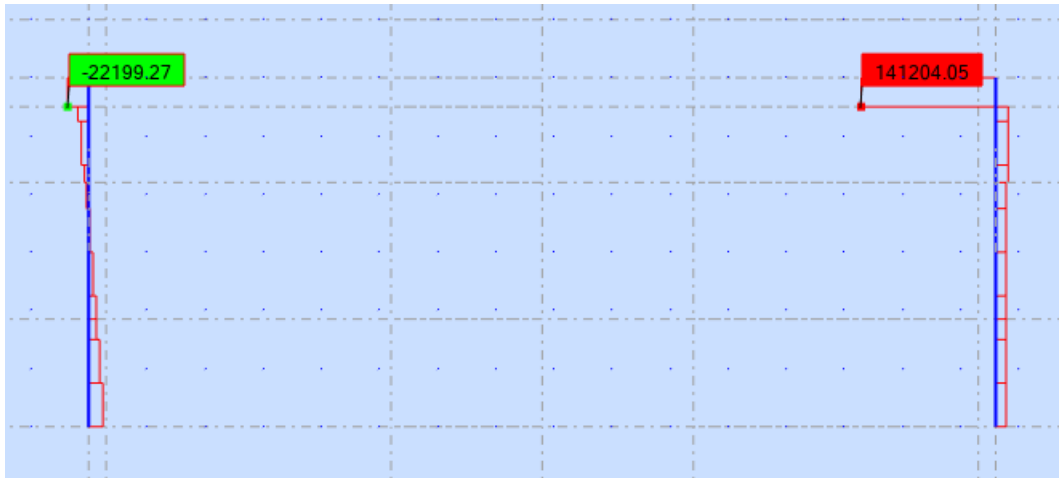


Figure VI.12 : effort normal max dans les poteaux.

Pour la première itération on propose les sections suivantes :

- Sachant que **$h=8.4\text{m}$ (niveau pont roulant)**

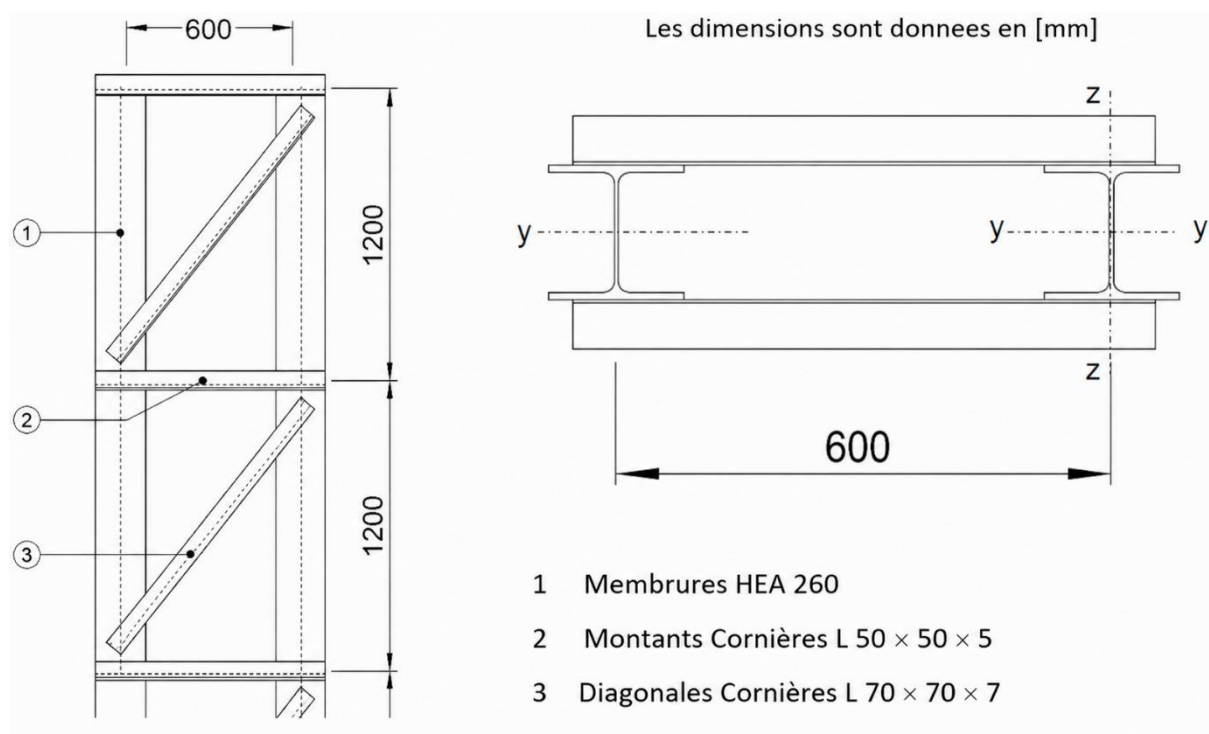


Figure VI.13 : sections du poteau composé.

VI.IV.2.2 Vérification au flambement des membrures

VI.IV.2.2.1 Moment d'inertie de flexion efficace

Le moment d'inertie de flexion efficace de la section composée selon l'axe fort est calculé en utilisant l'expression suivante :

$$I_{eff} = 0.5 \times A_{ch} \times h_0^2 = 0.5 \times 8680 \times 600^2$$

$$I_{eff} = 156240 \times 10^4 \text{ mm}^4.$$

Avec A_{ch} : aire de HEA260

VI.IV.2.2.2 Rigidité de cisaillement

$$S_v = \frac{n \times E \times A_d \times h_0^2 \times a}{d^3 \times (1 + \frac{A_d \times h_0^3}{A_v \times d^3})} = \frac{2 \times 2.1 \times 10^6 \times 9.4 \times 60^2 \times 120}{134^3 \times (1 + \frac{4.8 \times 60^3}{3.08 \times 134^3})} = 3175350 \text{ daN}$$

$$S_v = 3175350 \text{ daN.}$$

Avec :

n est le nombre de plan de treillis (n = 2) ;

$A_d = 9.4 \text{ cm}^2$ est l'aire des diagonales ;

A_v : est l'aire des montants ;

$$d = \sqrt{a^2 + h_0^2} = \sqrt{120^2 + 60^2} = 134 \text{ cm.}$$

VI.IV.2.2.3 Effort de compression maximum

$$N_{ch.sd} = 0.5 \times N_{sd} + \frac{M_{sd} \times h_0 \times A_{ch}}{2 \times I_{eff}}$$

$$M_{sd} = \frac{N_{sd} \times e_0}{1 - \frac{N_{sd}}{N_{cr}} - \frac{N_{sd}}{S_v}} = \frac{141204.05 \times \frac{12}{500}}{1 - \frac{141204.05}{2248789.36} - \frac{141204.05}{3175350}} = 37961.5 \text{ daN.m}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times E \times I_{eff}}{L^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^6 \times 156240}{1200^2} = 2248789.36 \text{ daN}$$

$$N_{ch.sd} = 0.5 \times 141204.05 + \frac{37961.5 \times 10^2 \times 0.6 \times 86.80}{2 \times 156240} = 71235 \text{ daN.}$$

VI.IV.2.2.4 Résistance au flambement

$$N_{br} \geq N_{ch.sd}$$

$$N_{brd} = \chi \times A_{ch} \times \beta_a \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Tableau VI.7 : vérification au flambement.

Axe	$l_f(m)$	i(mm)	λ	$\bar{\lambda}$	Courbe	φ	χ	$N_{brd}(daN)$	Condition
zz	1.2	65	18.46	0.21	c	0.52	1	217000	C.V
yy	8.4	109.7	76.57	0.88	b	0.95	0.76	164920	C.V

VI.IV.2.3 Vérification des diagonales

VI.IV.2.3.1 Effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{\pi \times M_{sd}}{L} = \frac{\pi \times 37961.5}{12} = 9938.3 daN$$

$$V_{sd} = 9938.3 daN.$$

L'expression de l'effort de compression N_{sd} dans une diagonale est déduit de l'effort tranchant comme suit :

$$N_{sd} = \frac{V_{sd}}{n \times \cos \varphi} = \frac{V_{sd} \times d}{n \times h_0} = \frac{9938.3 \times 134}{2 \times 60} = 11098 daN$$

$$N_{sd} = 11098 daN.$$

$$L_{fz} = L_{fy} = L_{fv} = d = 1.2m$$

$$\lambda_z = \lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{1200}{21.2} = 69.4$$

$$\bar{\lambda}_{z,y} = 0.81$$

$$\bar{\lambda}_{eff\ z,y} = 0.5 + 0.7 \bar{\lambda}_{z,y} = 1.04$$

$$\lambda_v = \frac{L_{fv}}{i_v} = \frac{1200}{13.4} = 113.7$$

$$\bar{\lambda}_v = 1.23$$

$$\bar{\lambda}_{effv} = 0.35 + 0.7 \bar{\lambda}_v = 1.25$$

$$\bar{\lambda}_{eff} = \text{Max} (\bar{\lambda}_{effv}; \bar{\lambda}_{eff\ y,z}) = 1.25$$

$$\text{La cornière : courbe C} \quad \varphi = 1.41 \quad \chi = 0.5$$

$$N_{br} = \chi \times A_d \times \beta_a \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 11750 daN$$

$$N_{br} = 11750 daN \geq N_{ch.sd} = 11098 daN$$

VI.IV.2.4 Vérification des montants

VI.IV.2.4.1 Effort tranchant

L'expression de l'effort de compression N_{sd} dans une diagonale est déduit de l'effort tranchant comme suit :

$$N_{sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{9938.3}{2} = 4969.15 daN$$

$$N_{sd} = 4969.12 daN.$$

$$L_{fz} = L_{fy} = L_{fv} = h_0 = 0.6m$$

$$\lambda_z = \lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{600}{15.1} = 39.6$$

$$\bar{\lambda}_{z,y} = 0.45$$

$$\bar{\lambda}_{eff\ z,y} = 0.5 + 0.7 \bar{\lambda}_{z,y} = 0.82$$

$$\lambda_v = \frac{L_{fv}}{i_v} = \frac{600}{9.7} = 61.8$$

$$\overline{\lambda}_v = 0.71$$

$$\overline{\lambda}_{effv} = 0.35 + 0.7\overline{\lambda}_v = 0.84$$

$$\overline{\lambda}_{eff} = \text{Max} (\overline{\lambda}_{effv} ; \overline{\lambda}_{effy.z}) = 0.84$$

La cornière : courbe C

$$\varphi = 1.07 \quad \chi = 0.58$$

$$N_{br} = \chi \times A_v \times \beta_a \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 6960 \text{ daN}$$

$$N_{br} = 6960 \text{ daN} \geq N_{ch.sd} = 4969.122 \text{ daN.}$$

VI.V Récapitulatif

Après avoir fait tous les calculs nécessaires on opte les profilés suivants :

- 2CAE150*150*15 pour les membrures sup et inf des fermes ;
- 2CAE80*80*8 pour les diagonales des fermes ;
- 2CAE90*90*9 pour les montants des fermes ;
- HEA260 pour les poteaux de l'aile administrative et industrielle ;
- CAE50*50*5 pour les montants des poteaux aile industrielle ;
- CAE70*70*7 pour les diagonales des poteaux aile industrielle.

CHAPITRE VII
ETUDE DES
CONTREVENTEMENT

VII.I Introduction

Les contreventements ont pour fonction d'assurer la stabilité longitudinale des structures en reprenant les forces générées par des phénomènes tels que le vent, les séismes, les actions longitudinales des ponts roulants et les effets d'imperfections. Ils sont disposés de manière stratégique sur les toitures, dans le plan des versants sous forme de poutres au vent, et en façade sous forme de palées de stabilité. Leur rôle consiste à canaliser ces forces vers les fondations pour garantir la solidité de l'ensemble de la structure.

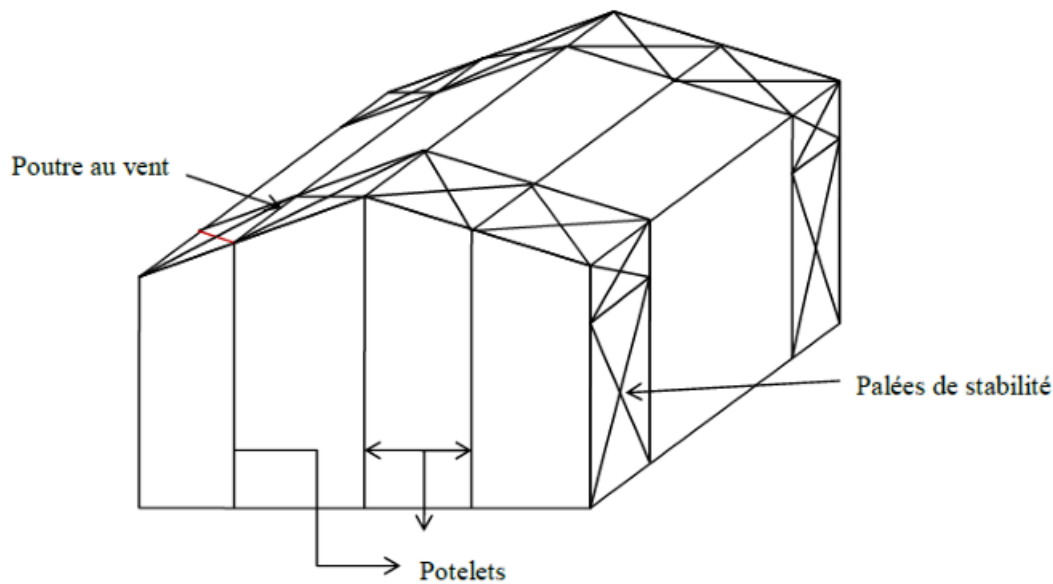


Figure VII.1 : illustration des contreventements longitudinaux.

VII.II Calcul de la poutre au vent

Les poutres au vent sont des contreventements horizontaux situés en toiture, formés par les pannes et des diagonales. Elles assurent la stabilité en toiture en transmettant les efforts du vent vers les éléments verticaux de la structure.

VII.II.1 Evaluation des efforts horizontaux

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets, auxquelles on ajoute l'effort d'entraînement⁴⁴.

⁴⁴ Livre Dahmani Lahlou « calcul des éléments résistants d'une construction métallique » page 110

NB : Le dimensionnement des poutres au vent se fait en se basant sur **la troisième partie du hangar**, car elle est **la plus critique et la plus sollicitée**. Cela permet de garantir que les poutres résistent aux efforts de vent les plus défavorables.

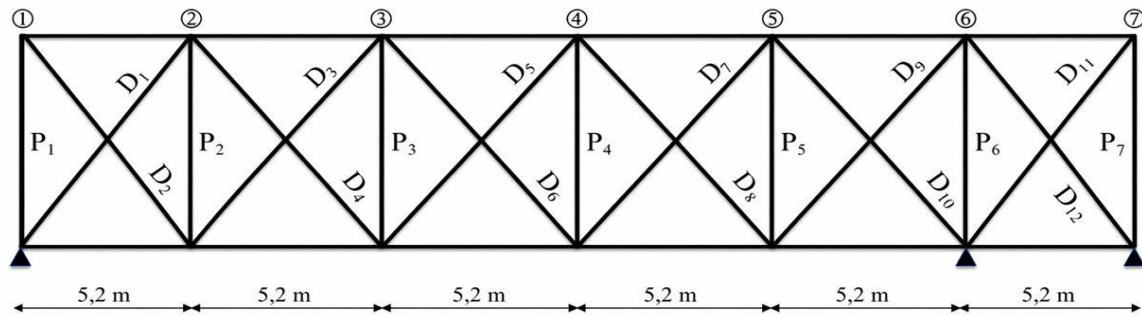


Figure VII.2 : poutres au vent.

$$F_i = 1.5(F_{vi} + F_{fr}) + \Delta F_i$$

F_{fr} : est la force de frottement pour la toiture.

F_{vi} : est la force due à la pression du vent.

ΔF_i : est la Force due aux imperfections.

VII.II.2 Détermination de F_{vi}

C'est le vent extrême suivant le pignon.

$$F_{vi} = q_p \times S_i$$

q_p : la pression du vent extrême face au pignon « chapitre II »

S_i : surface de pignon sous chaque poutre au vent (calculée par autocade)

Tableau VII.1: valeur du F_{vi} .

	1/7	2/6	3/5	4
$S_i(m^2)$	31.1	66.3	69.3	72
$q_p(daN/m^2)$	171.86	171.86	171.86	171.86
$F_{vi}(daN)$	5345	11394	11910	12374

VII.II.3 Détermination de F_{fr}

La force d'entraînement F_{fr} est la force de frottement pour la toiture.

$$F_e = q_p \times C_{fr} \times S_{fr}$$

$C_{fr} = 0.04$ C'est le coefficient de frottement dans le cas d'une tôle nervurée.

S_{fr} : l'aire totale de la toiture.

$$S_{fr} = L \times 2 \times \frac{b/2}{\cos \alpha} = 40 \times 2 \times \frac{\frac{31.2}{2}}{\cos 7.31} = 1260.6 m^2$$

$$S_{fr} = 1260.6 m^2$$

$$F_{fr} = 107.4 \times 0.04 \times 1260.6$$

$$F_{fr} = 5415.5 daN$$

VII.II.4 Détermination de ΔF_i

La Force due aux imperfections.

$$\Delta F_i = \frac{q \cdot h_i}{2}$$

$$q = \frac{N \cdot (K_r + 0.2)}{60 \cdot L}$$

Avec $L = 31.2m$ la longueur du pignon

$N = N_{max} = 116829.38 daN$ des fermes (membrure supérieure). « Chapitre VI »

$$K_r = \sqrt{0.2 + \frac{1}{n_r}} = 0.63$$

n_r Portique a stabilisé = 5

Tableau VII.2 : valeurs de F_i .

	1/7	2/6	3/5	4
$F_{fr}(daN)$	5415.5			
$F_{vi}(daN)$	5345	11394	11910	12374
$h_i(m)$	11			
$\Delta F_i (daN)$	28.4			
$F_i (daN)$	16169	25243	26017	26713

Passant au calcul des réactions dont la formule est la suivante :

$$R = \frac{2 \times F_1 + 2 \times F_2 + 2 \times F_3 + F_4}{2} = 80785.5 daN$$

VII.II.5 Dimensionnement des diagonales

Afin de déterminer l'effort maximal de traction sollicitant les diagonales, on utilise le logiciel Robot Structural Analysis.

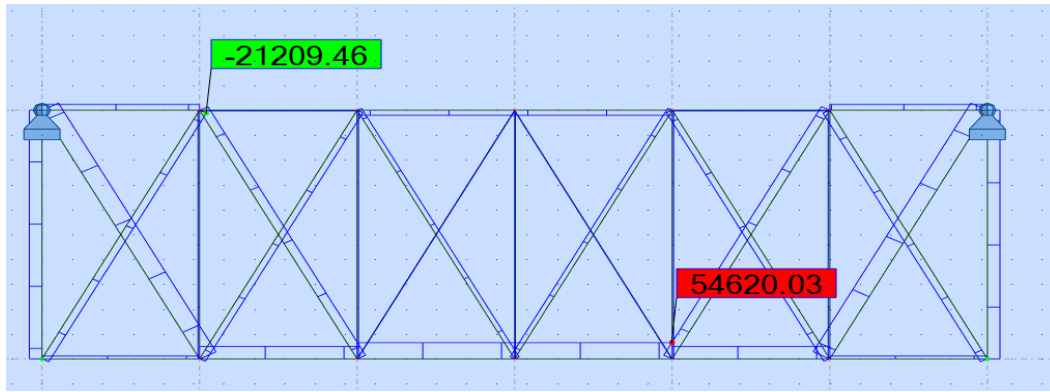


Figure VII.3 : efforts dans les diagonales.

NB : pour la vérification des diagonales nous considérons l'effort de traction

$$N_k = 21209.46 \text{ daN}$$

VII.II.5.1 Prédimensionnement des diagonales

$$N_{ed} \leq N_{pl,Rd}$$

$$1.5 \times N_k \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$A \geq \frac{1.5 \times N_k \times \gamma_{M1}}{f_y} = \frac{1.5 \times 21209.46 \times 1.1}{275}$$

$$A \geq 1273 \text{ mm}^2$$

On propose une cornière a ailes égales CAE100×100×10 avec $A = 1920 \text{ mm}^2$

Avec des boulons de diamètre 12mm et diamètre des trous 13mm

$$A_{net} = A - t \times d_0$$

$$A_{net} = 1920 - 10 \times 13$$

$$A_{net} = 1790 \text{ mm}^2$$

VII.II.5.1.1 Vérification de la résistance à la traction

Pour une cornière fixée par une seule aile avec trois boulons le critère de vérification des barres tendues est donné par

$$N_{ed} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = \min (N_{pl,Rd}; N_{u,Rd})$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1920 \times 275}{1.1} = 48000 \text{ daN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \times 1790 \times 430}{1.25} = 43103 \text{ daN}$$

$$N_{t,Rd} = \min (48000 ; 43103) = 43103 \text{ daN}$$

$$N_{ed} = 1.5 \times N_k = 1.5 \times 21209.46 = 31814.19 \text{ daN}$$

$$N_{ed} = 31814.19 \leq 43103$$

La cornière CAE100x100x10 vérifie la résistance à la traction.

Donc Elles seront fixées par une seule aile à l'aide de trois boulons

- Le diamètre du trou $d_0 = 13 \text{ mm}$.
- Le diamètre de la vis $d = 12 \text{ mm}$.
- La pince longitudinale $e = 25 \text{ mm}$.
- L'entraxe $p = 100 \text{ mm}$

VII.III Calcul des palées de stabilité

Les palées de stabilité sont destinées à reprendre les efforts du vent agissant sur les pignons, transmis par le contreventement des versants (poutres au vent). Comme pour ces dernières, seules les diagonales travaillant en traction sont prises en compte dans le calcul.

VII.III.1 Partie 1 du hangar

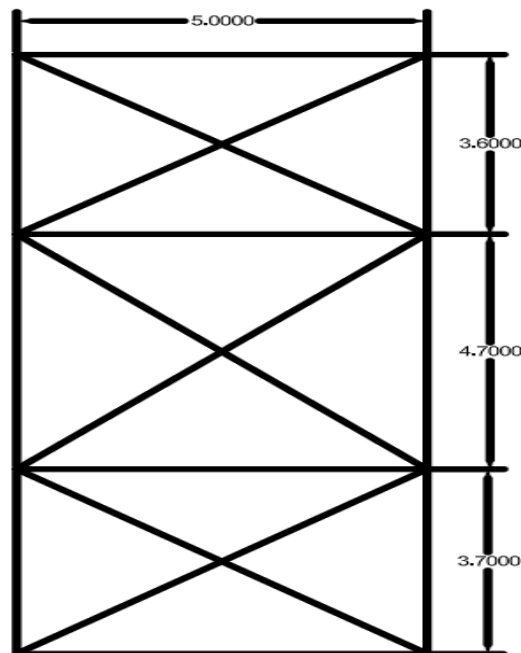


Figure VII.4 : palée de stabilité de la partie.

Le calcul se fera par le logiciel Robot pour obtenir l'effort sollicitant la palée est soumis à une charge ponctuelle :

- $R-F_1 = 64616.5 \text{ daN}$

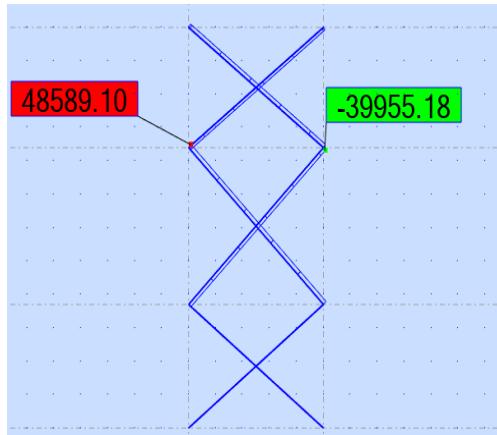


Figure VII.5 : efforts des diagonales de palée 1.

NB : pour la vérification des diagonales nous considérons que l'effort de traction

$$N_k = 39955.18 \text{ daN}$$

VII.III.1.1 Prédimensionnement des diagonales

$$N_{ed} \leq N_{pl,Rd}$$

$$N_{ed} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$A \geq \frac{N_{ed} \times \gamma_{M1}}{f_y} = \frac{1.5 \times 39955.18 \times 1.1}{275}$$

$$A \geq 2397 \text{ mm}^2$$

On propose double cornière a ailes égales 2CAE100×100×10 avec $A = 3840 \text{ mm}^2$

Avec des boulons de diamètre 12mm et diamètre des trous 13mm

$$A_{net} = A - t \times d_0$$

$$A_{net} = 3840 - 10 \times 2 \times 13$$

$$A_{net} = 3580 \text{ mm}^2.$$

VII.III.1.1.1 Vérification de la résistance à la traction

Pour une cornière fixée par une seule aile avec trois boulons le critère de vérification des barres tendues est donné par

$$N_{ed} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = \min (N_{pl,Rd}; N_{u,Rd})$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{3840 \times 275}{1.1} = 96000 \text{ daN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \times 3580 \times 430}{1.25} = 86206 \text{ daN}$$

$$N_{t,Rd} = \min(96000 ; 86206) = 86206 \text{ daN}$$

$$N_{ed} = 59933 \leq N_{t,Rd} = 86206$$

La cornière double CAE100x100x10 vérifie la résistance à la traction.

Donc Elles seront fixées par une seule aile à l'aide de trois boulons

- Le diamètre du trou $d_0 = 13 \text{ mm}$.
- Le diamètre de la vis $d = 12 \text{ mm}$.
- La pince longitudinale $e = 25 \text{ mm}$.
- L'entraxe $p = 100 \text{ mm}$

VII.III.2 Parties 2.3 du hangar

Le calcul se fera par le logiciel Robot pour obtenir l'effort sollicitant la palée est soumis aux deux charges ponctuelles :

- $R-F_1 = 64616.5 \text{ daN}$
- $H_{L1} = 2170 \text{ daN}$: Est la force axiale due aux accélérations et décélération du pont roulant

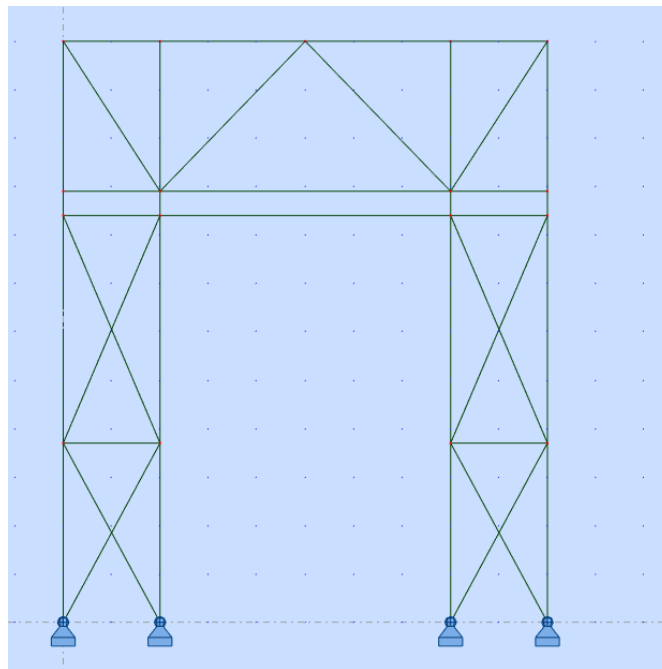


Figure VII.6 : palée de stabilité 2.

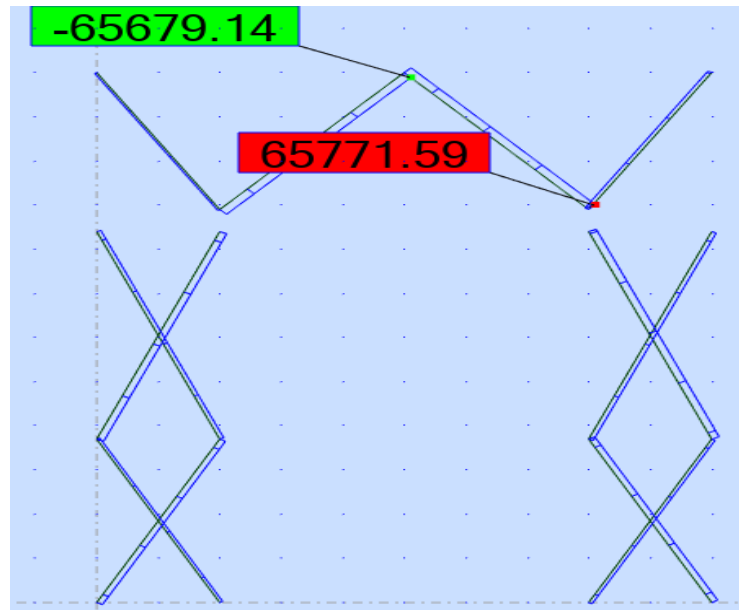


Figure VII.7 : effort dans les diagonales de palée 2

VII.III.2.1 Prédimensionnement des diagonales

$$N_{ed} \leq N_{pl,Rd}$$

$$N_{ed} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$A \geq \frac{N_{ed} \times \gamma_{M1}}{f_y} = \frac{1.5 \times 656791.4 \times 1.1}{275}$$

$$A \geq 3941 \text{ mm}^2$$

On propose une cornière a ailes égales 2CAE100×100×12 avec $A=4540 \text{ mm}^2$

Avec des boulons de diamètre 12mm et diamètre des trous 13mm

$$A_{net} = A - t \times d_0$$

$$A_{net} = 4540 - 12 \times 2 \times 13$$

$$A_{net} = 4228 \text{ mm}^2$$

VII.III.2.2 Vérification de la résistance à la traction

Pour une cornière fixée par une seule aile avec trois boulons le critère de vérification des barres tendues est donné par

$$N_{ed} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = \min (N_{pl,Rd}; N_{u,Rd})$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{4540 \times 275}{1.1} = 113500 \text{ daN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \times 4228 \times 430}{1.25} = 101810 \text{ daN}$$

$$N_{t,Rd} = \min(113500 ; 101810) = 101810 \text{ daN}$$

$$N_{ed} = 98519 \leq N_{t,Rd} = 101810.$$

La cornière double CAE100x100x12 vérifie la résistance à la traction
Donc Elles seront fixées par une seule aile à l'aide de trois boulons

- Le diamètre du trou $d_0 = 13 \text{ mm}$.
- Le diamètre de la vis $d = 12 \text{ mm}$.
- La pince longitudinale $e = 25 \text{ mm}$.
- L'entraxe $p = 100 \text{ mm}$

VII.IV Calcul des sablières

Placées en tête des murs, les sablières supportent les pannes et assurent la transmission des charges vers la structure. Elles contribuent ainsi à la stabilité, à la rigidité du hangar et à sa résistance aux actions extérieures, en étant principalement sollicitées en compression et en flexion.

VII.IV.1 Prédimensionnement des sablières

Dans cette partie la sablière est soumise aux efforts de compression suivants :

- q_1 : la charge du sable = 30 daN/m
- $R \cdot F_1 = 61646.5 \text{ daN}$

Pour le pré dimensionnement de la sablière nous proposons HEA200

VII.IV.1.1 Classification de la section

$$\begin{cases} \frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b - t_w}{2} - r}{t_f} = 6.5 \leq 10\varepsilon & \text{semelle classe 1} \\ \frac{d}{t_w} = \frac{92}{5.5} = 16.73 \leq 72\varepsilon & \text{ame classe 1} \end{cases}$$

Donc HEA200 est de classe 1.

VII.IV.1.2 Vérification de la résistance au flambement

La sablière est biarticulée donc $K=1$

Détermination de χ_{min} :

$$\chi_{z,y} = \frac{1}{\phi_{z,y} + \sqrt{\phi_{z,y}^2 - \bar{\lambda}_{z,y}^2}}$$

$$\bar{\lambda}_{z,y} = \frac{\lambda_{z,y}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

$$\lambda_{z,y} = \frac{l_{fz,y}}{i_{z,y}}$$

$$\phi_{z,y} = 0.5(1 + \alpha_{z,y}(\bar{\lambda}_{z,y} - 0.2) + \bar{\lambda}_{z,y}^2)$$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{190}{200} = 0.95 \leq 1.2 & \text{courbe } b ; \alpha = 0.34 & \text{Axe } yy \\ t_f = 12mm \leq 40mm & \text{courbe } c ; \alpha = 0.49 & \text{Axe } zz \end{cases}$$

Nous avons des liernes de lisses à l'axe de faible inertie

Tableau VII.3 : paramètre du flambement.

Axe	l_f (m)	Courbe	α	λ	$\bar{\lambda}$	Φ	χ
y-y	10	b	0.34	120	1.3	1.3	0.6
z-z	5	c	0.49	85.3	0.98	1.2	0.65

$$\chi_{min} = \chi_y = 0.6$$

$$N_{b,Rd} = \chi_{min} \cdot \beta_A \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 0.6 \times 1 \times \frac{5380 \times 275}{1.1} = 807000 \text{ daN}$$

$$N_{b,Rd} = 21743 \text{ daN} \leq N_{b,Rd} = 807000 \text{ daN}$$

✓ Le flambement est vérifié.

VII.IV.1.3 Vérification de la résistance du flambement et flexion

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \cdot M_{yEd}}{W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2\beta_{M,y} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 1.1 \cdot (2 \times 1.3 - 4) + \frac{744.6 - 675.1}{675.1} = -1.43 \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Ed}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-1.43 \times 616465}{0.55 \times 7680 \times 275 \times 0.1} = 1.5$$

$$M_{y,Ed} = \frac{(G_{HEA140} + q_1) \times l^2}{8} = \frac{((1.35 \times 60.3) + (1.5 \times 30)) \times 10^2}{8} = 1580 daN.m$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y \cdot M_{yEd}}{W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \frac{61646}{0.55 \times 5380 \times 275 \times 0.1 / 1.1} + \frac{1.5 \times 1580}{744.6 \times 10^{-1} \times 275 / 1.1} = 0.79 \leq 1$$

✓ Flambement-flexion vérifié

VII.IV.1.4 Vérification de la résistance au déversement

$$\frac{M_{yEd}}{\chi_z \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{zEd}}{\chi_{LT} \cdot W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

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

Avec :

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

$$\beta_w = 1 \text{ (Classe 1)}$$

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

$$\alpha_{LT} = 0.21 \text{ (profilé laminés)}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \geq 0.4$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{M,LT} - 0.15 = 0.15 \times 0.96 \times 1.3 - 0.15 = 0.04$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{Ed}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0.04 \times 61646}{0.6 \times 7680 \times 275 \times 0.1} = 0.97$$

$$\frac{M_{yEd}}{\chi_z \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{zEd}}{\chi_{LT} W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1}} = \frac{61646}{0.6 \times \frac{7680 \times 275 \times 0.1}{1.1}} + \frac{0.97 \times 1580}{0.89 \times 351 \times 275 / 1.1} = 0.55 \leq 1$$

Tableau VII.4 : vérification au déversement.

	L_D	λ_{LT}	$\bar{\lambda}_{LT}$	ϕ_{LT}	χ_{LT}	Formule	Vérification
HEA200	5	37	0.42	0.64	0.89	0.65	C.V

✓ Le déversement est vérifié.

Donc le profilé HEA200 est retenu pour les sablières de la deuxième et la troisième parties du hangar.

VII.V Conclusion

Après vérification des pièces sous les sollicitations correspondantes, on adopte les profilés suivants :

- Pour les poutres au vent : CAE100×100×10.
- Pour les palées de stabilité 1 : 2CAE100×100×10.
- Pour les palées de stabilité 2 : 2CAE100×100×12.
- Pour les sablières : HEA200.

CHAPITRE VIII

ETUDE SISMIQUE

VIII.I Introduction

Le séisme est une action dynamique complexe décrite par des paramètres tels que l'accélération maximale du sol (a_g), le déplacement (d_g) et la durée. En raison de l'incertitude de sa prévision, la prévention consiste à appliquer les règles parasismiques (RPA 2024) qui ont pour objectif de garantir un niveau de sécurité acceptable des structures.

Les mouvements des fondations dus aux sollicitations sismiques sont essentiellement horizontaux et provoquent des forces d'inertie proportionnelles à la masse qui sont à l'origine des efforts internes dans la structure.

Ces efforts sont évalués selon trois approches :

- La méthode statique équivalente ;
- L'analyse spectrale ;
- L'analyse dynamique.

VIII.II Classification de la structure

La première étape essentielle de la conception parasismique consiste à classer les structures selon leur importance. Cette classification permet de définir les exigences réglementaires et les méthodes d'analyse adaptées à chaque type de bâtiment, en tenant compte de critères tels que l'usage, la hauteur et la ductilité de la structure.

- Notre hangar est implanté à Tabelbala, dans la wilaya de BECHAR **zone I** faible sismicité

VIII.II.1 Coefficient d'importance « I »

Pour notre structure elle est de Groupe 2 Bâtiments d'importance moyenne

Le coefficient d'importance $I = 1$ ⁴⁵

VIII.II.2 Le coefficient d'accélération de zone « A »

Pour notre structure le coefficient d'accélération de zone $A = 0.07$ ⁴⁶

⁴⁵ RPA 2024 page 61 Tableau 3.11

⁴⁶ RPA 2024 page 51 Tableau 3.3

VIII.II.3 Catégorie de site

Pour la zone sismique I et pour un sol de catégorie S_3 le coefficient de site S et les périodes T_1 , T_2 et T_3 sont les suivants⁴⁷ :

$$S = 1.55 ; \quad \begin{cases} T_1 = 0.1s \\ T_2 = 0.4s \\ T_3 = 1.2s \end{cases}$$

VIII.II.4 Le coefficient de comportement « R »

Tableau VIII.1 : Valeurs du coefficient de comportement, R.

Selon X	$R_x = 2.5^{(b)} 48$	Contreventement à barres centrées en V.
Selon Y	$R_y = 6.5^{(a)} 49$	Ossatures en portiques sans remplissage ou avec remplissage isole.

VIII.II.5 Facteur de qualité « Q_F »

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} p_q 50$$

Les pondérations P_q définies sont appliquées à chaque configuration de système de contreventement⁵¹

Tableau VIII.2 : Valeurs du facteur qualité.

		p_q	Q_F
Selon X	Régularité en plan	0	1
	Régularité en élévation	0	
	Redondance en plan	0	
Selon Y	Régularité en plan	0	1.2
	Régularité en élévation	0	
	Condition minimale sur le nombre d'étages	0.2	
	Condition minimale sur les travées	0	

⁴⁷ RPA 2024 page 53 Tableau 3.5

⁴⁸ RPA 2024 page 69 Tableau 3.18

⁴⁹ RPA 2024 page 69 Tableau 3.18

⁵⁰ RPA 2024 page 72 équation 3.26

⁵¹ RPA 2024 page 73 tableau 3.19

VIII.III Analyse sismique par Robot

La modélisation de la structure, destinée à l'analyse de son comportement sous l'effet sismique, a été réalisée à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis 2024**. Les différents paramètres utilisés sont présentés dans les figures ci-après

Tableau VIII.3 : Profilés opté pour la modélisation.

Poteau partie 1 du hangar	HEA260	
Poteau partie 2 et 3 du hangar (Poteau composé)	Poteau	HEA260
	Diagonales	CAE70*7
	Montants	CAE50*5
Pannes	IPE180	
Lisse de bardage	UPN160	
Potelet	IPE360	
Poutre de roulement	HEB500	
Solive	IPE200	
Poutre maitresse	IPE500	
Poutre longitudinale	IPE240	
Limons	UPN180	
Membrure sup et inf.	2CAE150×15	
Diagonales	2CAE80×8	
Montants	2CAE90×9	
Sablière	HEA200	
Palée de stabilité 1	2CAE100*10	
Palée de stabilité 2	2CAE100*12	
Poutre au vent	CAE100*10	
Ciseaux	CAE80*10	

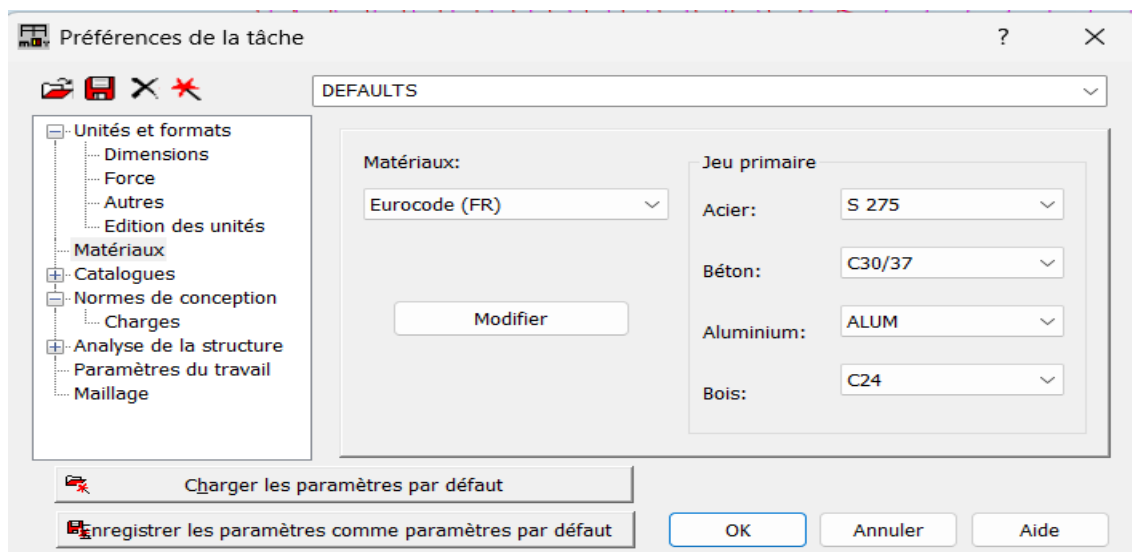


Figure VIII. 1 : matériaux utilisés.

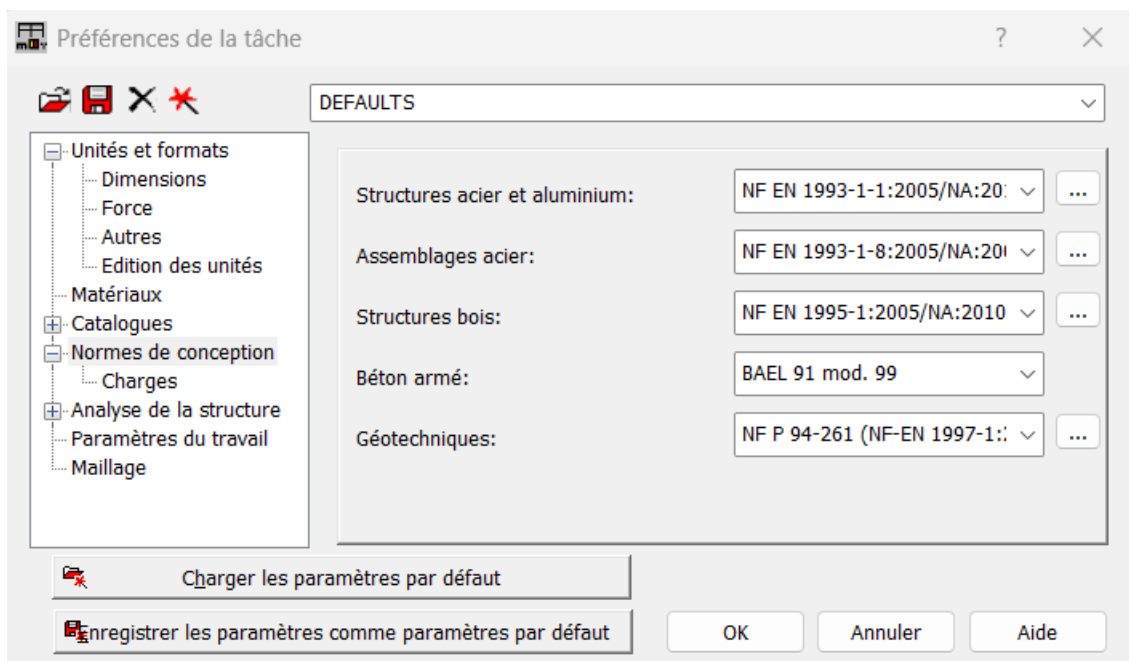


Figure VIII.2 : normes utilisées.

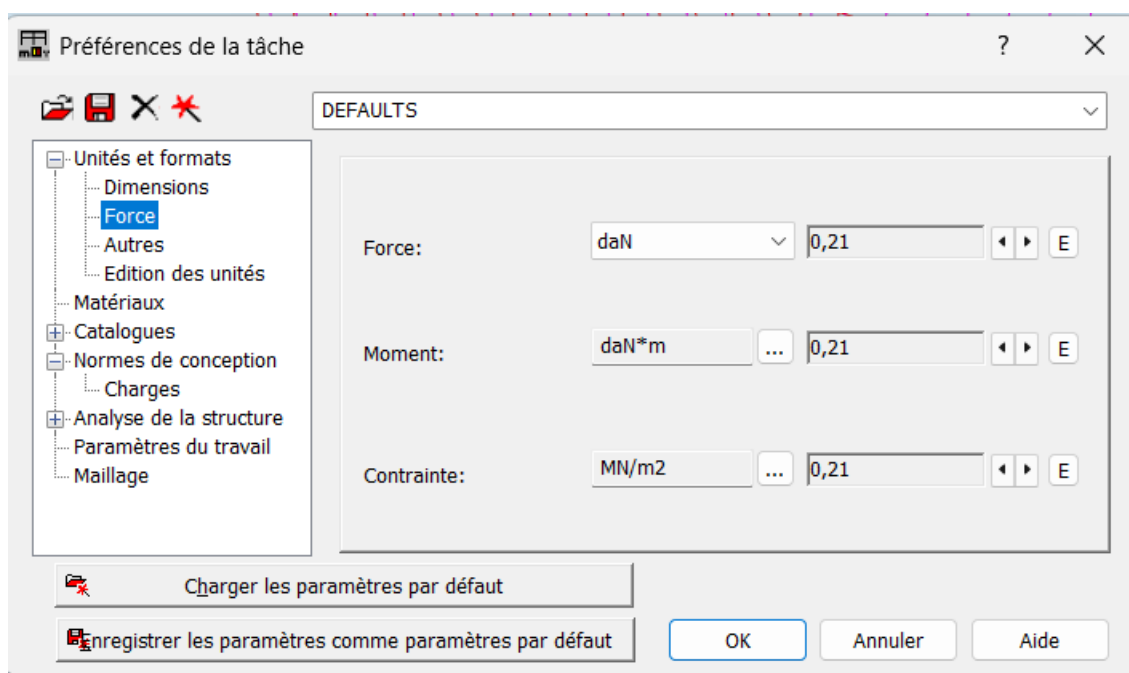


Figure VIII.3 : unités utilisées.

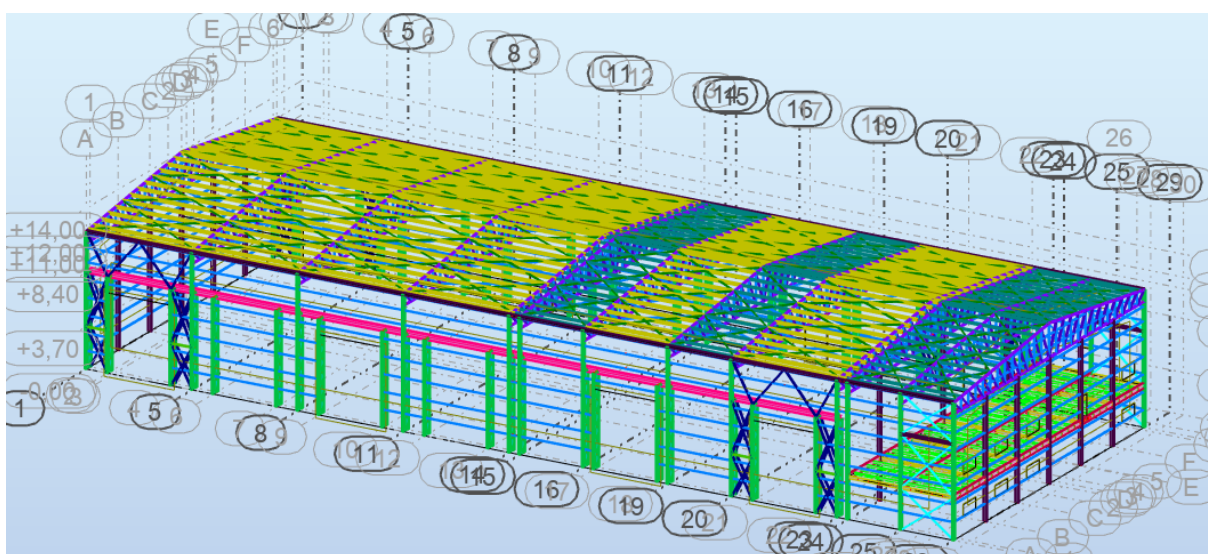


Figure VIII.4 : modèle 3D de la structure.

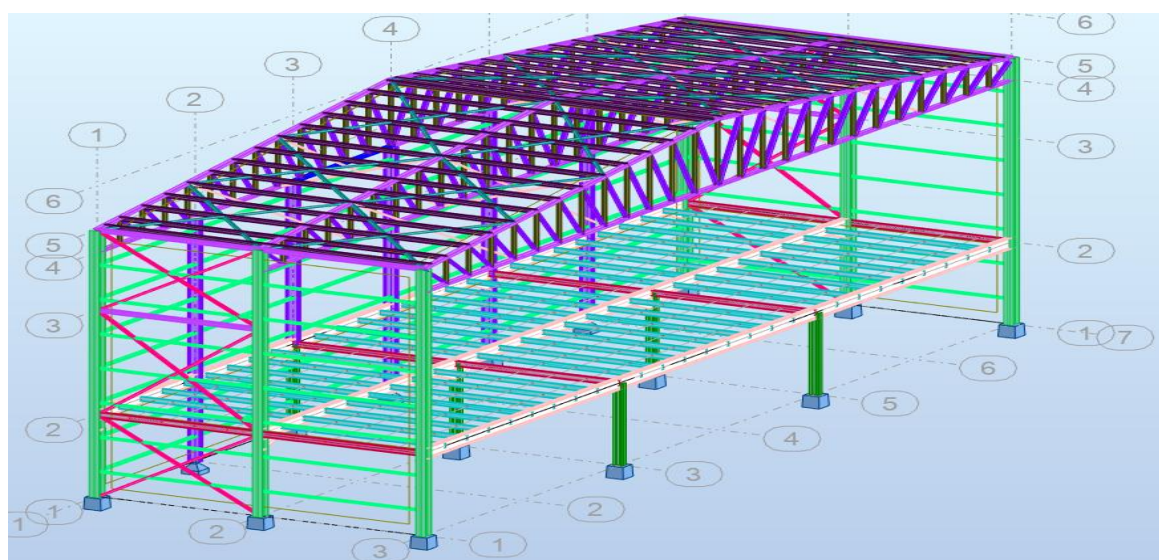


Figure VIII.5 : modèle 3D de la partie 1

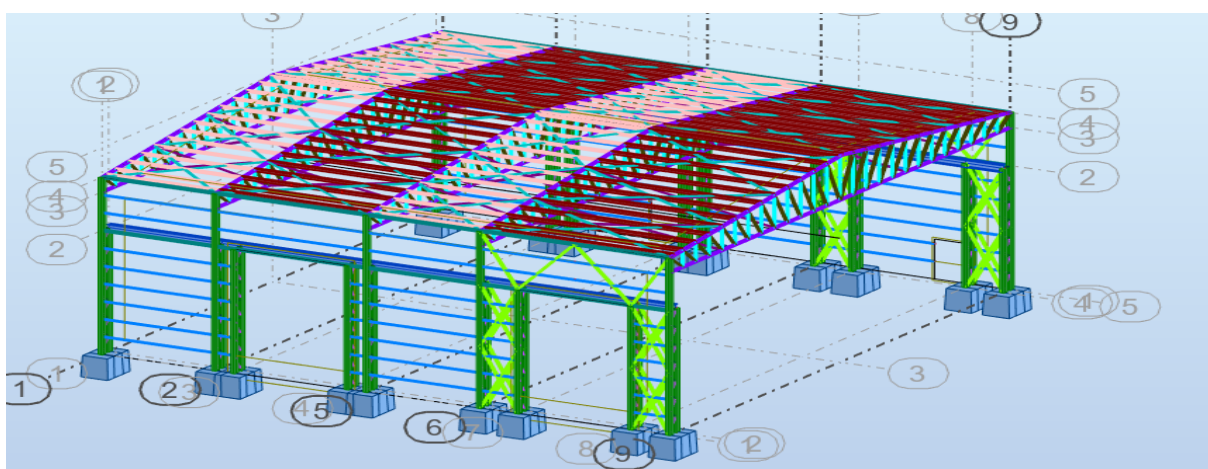


Figure VIII.6 : modèle 3D de la partie 2.

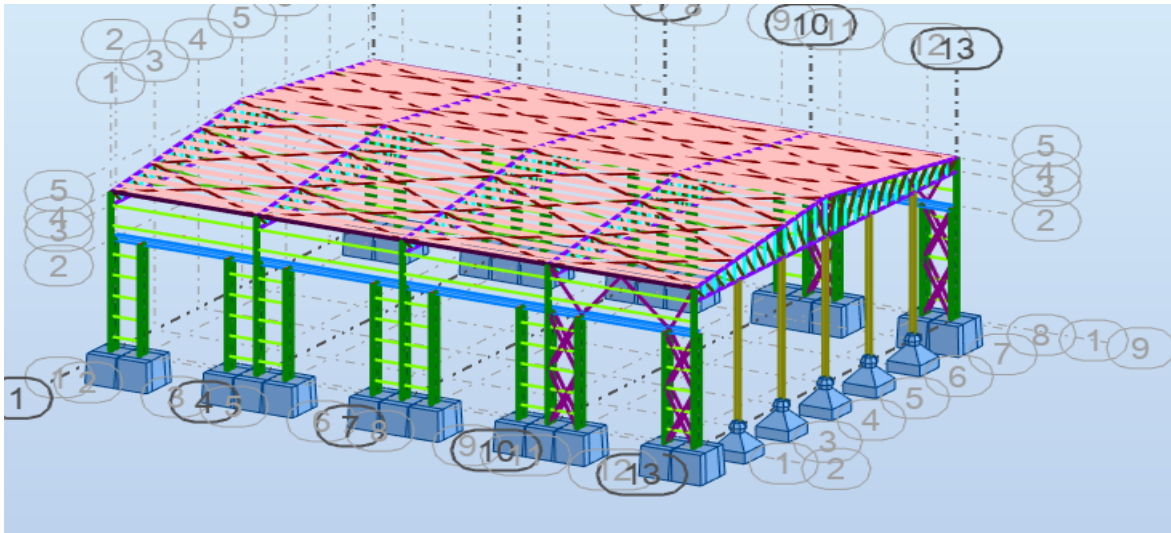


Figure VIII.7 : modèle 3D de la partie 3.

VIII.IV Méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente est une approche simplifiée qui permet d'estimer les effets du séisme en remplaçant l'action dynamique par des forces horizontales statiques réparties sur la hauteur de la structure. Ces forces sont déterminées de manière à représenter les effets maximaux du séisme, et l'effort sismique à la base est donné par la formule suivante :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0).W^{52}$$

Où :

T_0 : Période fondamentale de la structure.⁵³

λ : Coefficient de correction.⁵⁴

W : le poids de la structure.

VIII.IV.1 Estimation de la période empirique

$$T_{empirique} = C_T(h_N)^{3/4}{}^{55}$$

Avec :

- C_T : Coefficient en fonction de système de contreventement = 0.085⁵⁶,

⁵² RPA 2024 page 79 paragraphe 4.2.3 (4.1)

⁵³ RPA 2024 paragraphe 4.2.4 pages 81 Tableau 4.

⁵⁴ RPA 2024 paragraphe 4.2.3 pages 79 (4.2))

⁵⁵ RPA 2024 page 80 paragraphe 4.2.4 (4.4)

⁵⁶ RPA 2024 page 80 Tableau 4.3

- h_N : Hauteur de la structure,

- $T_{calculée}$: période calculée de Robot.

Selon le RPA 2024 la période T_0 utilisée⁵⁷ = $\begin{cases} T_0 = T_{calcul} , si T_{calcul} < 1.3 T_{empirique} \\ T_0 = 1.3 T_{empirique} , si T_{calcul} \geq 1.3 T_{empirique} \end{cases}$

Tableau VIII.4 : Périodes empiriques et de calcul.

Bloc	$T_{empirique}$ (s)	T_{calcul} (s)	T_0 (s)
1	0.62	0.68	0.68
2	0.62	0.6	0.6
3	0.62	0.58	0.58

VIII.IV.2 Spectre de calcul

$$\frac{S_{ad}}{g} = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] , si 0 \leq T \leq T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] , si T_1 \leq T \leq T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \left[\frac{T_2}{T} \right] , si T_2 \leq T \leq T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] , si T_3 \leq T \leq 4s \end{cases} \dots\dots 58$$

Pour notre structure $T_2 = 0.4s \leq T \leq T_3 = 1.2s \Rightarrow \frac{S_{ad}}{g} = A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \left[\frac{T_2}{T} \right]$

Tableau VIII.5 : l'effort sismique à la base.

Partie	W(tonnes)	$\frac{S_{ad}}{g}$	$\frac{S_{ad}}{g}$	V_x (KN)	V_y (KN)
1	316	0.06	0.03	189.6	94.8
2	177	0.07	0.04	124	70.8
3	170	0.08	0.03	136	51

VIII.V Méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est une approche dynamique qui permet d'évaluer la réponse sismique d'une structure en considérant ses différents modes propres de vibration. Elle permet, contrairement à la méthode statique équivalente, d'obtenir une meilleure représentation du comportement réel des structures soumises aux actions sismiques, notamment pour les ouvrages irréguliers, élancés ou de grande hauteur. Cette approche tient compte de la contribution de

⁵⁷ RPA 2024 page 81 Tableau 4.4

⁵⁸ RPA 2024 page 57 paragraphe 3.3.3 (3.15)

plusieurs modes de vibration et combine leurs effets afin d'obtenir les sollicitations globales de la structure sous l'action du séisme.

VIII.V.1 Spectres de réponse sur Robot

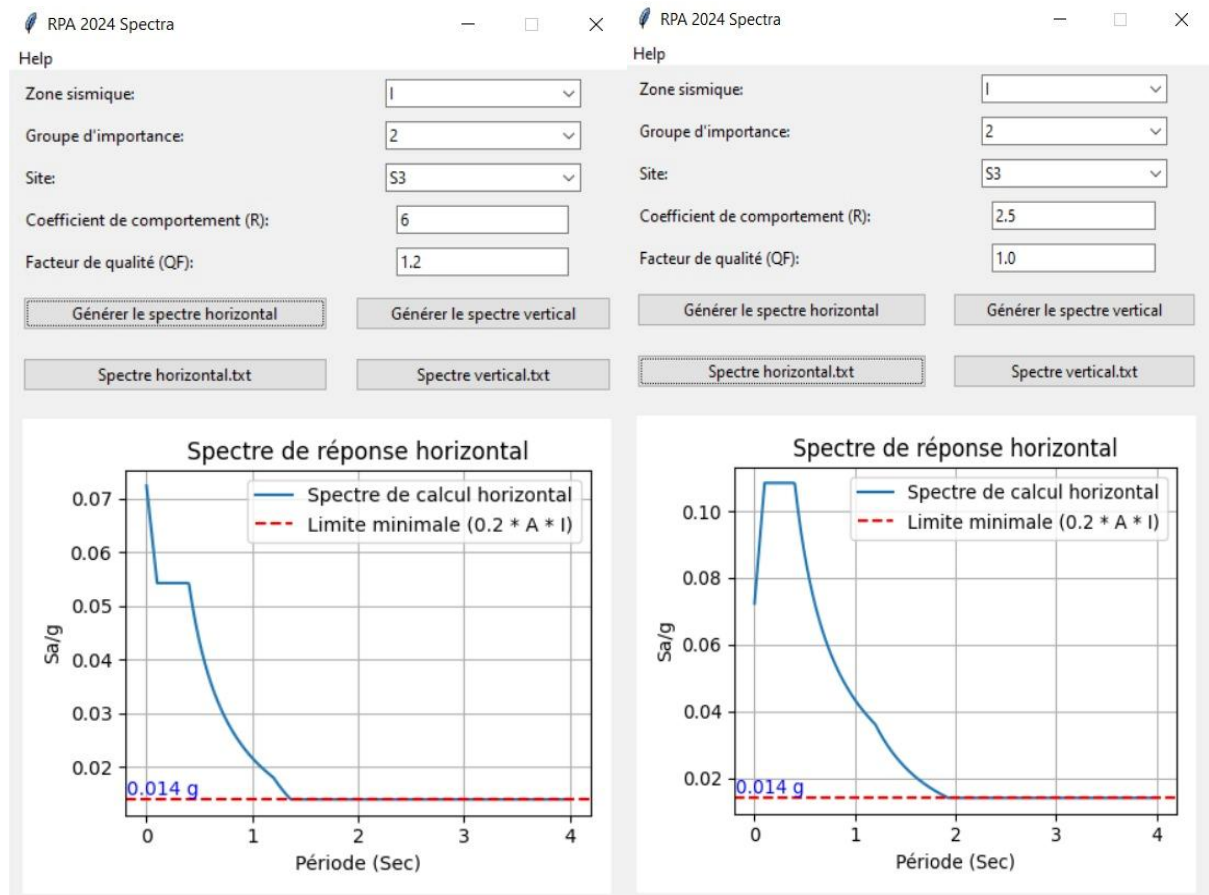


Figure VIII.8 : Schéma du spectre de réponse suivant X et Y.

VIII.V.2 Force sismique à la base

Selon RPA 2024, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

$$V_{dynamique} \geq 0.8 V_{statique}$$

Avec :

$V_{dynamique}$: résultante des forces sismiques obtenue par la méthode modale spectrale,

$V_{statique}$: effort tranchant à la base obtenu par la méthode statique équivalente.

Tableau VIII.6 : vérification de l'efforts tranchants dynamiques à la base.

	Direction	$V_{statique}$ (KN)	$0.8V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	Observation
Bloc1	X	189.6	151.68	170.3	Vérifié
	Y	94.8	75.84	80.6	Vérifié
Bloc2	X	124	99.2	105.9	Vérifié
	Y	70.8	56.64	61.8	Vérifié
Bloc3	X	136	108.8	110.4	Vérifié
	Y	51	40.8	48.6	Vérifié

Selon les résultats obtenus via le logiciel Robot Structural Analysis, l'action dynamique exercée par le vent sur la structure est significativement plus importante que celle générée par les forces sismiques.

CHAPITRE IX
VERIFICATION DES
ASSEMBLAGES

IX.I Introduction

En construction métallique, la conception et le calcul des assemblages revêtent une importance cruciale comparable à celle du dimensionnement des pièces individuelles pour garantir la sécurité globale de la structure. Ils permettent la transmission et la distribution efficace des différentes charges entre les pièces, sans causer de contraintes parasites. Notre structure fera appel à deux types d'assemblages différents, à savoir :

- **Les assemblages soudés** : Le soudage est une méthode employée pour créer une liaison solide entre deux ou plusieurs 'éléments d'un assemblage en faisant fondre les matériaux pour assurer leur continuité.
- **Les assemblages boulonnés** : On distingue deux types de boulons :
 - Les boulons ordinaires.
 - Les boulons à haute résistance (HR) à serrage contrôlé.

Ces deux types de boulons se distinguent par leur méthode de fixation. Les boulons ordinaires sont installés avec un serrage standard, qui n'est pas contrôlé, tandis que les boulons à haute résistance (ayant une résistance à la traction f_{ub} de 800 ou 1000 N/mm²) sont installés avec un serrage contrôlé.

IX.II Les assemblages soudés

Avant d'entamer le calcul des soudures, il convient de préciser les différentes pièces constituant l'assemblage ainsi que la définition conventionnelle des contraintes dans le cordon.

Tableau IX.1 : pièces assemblées par soudage.

Les pièces assemblées	
Poteau HEA260	Plaque d'assise
Potelet IPE360	Plaque d'assise
Sablière HEA240	Platine
Poutre maitresse IPE500	Platine

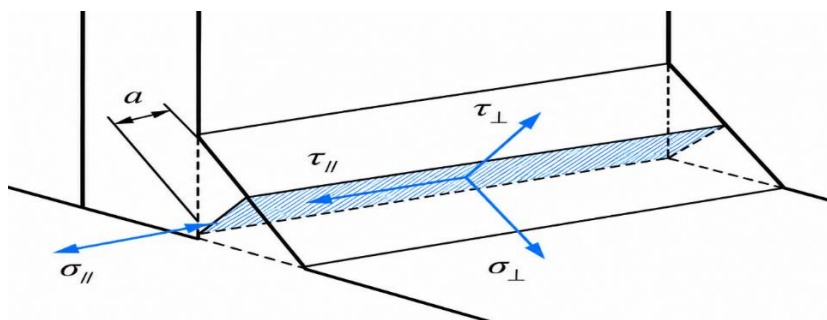


Figure IX.1 : définition conventionnelle des contraintes dans le cordon.

Avec :

$\sigma_{\perp}$: Contrainte normale perpendiculaire à la gorge de la soudure.

$\sigma_{\parallel}$: Contrainte normale parallèle à l'axe de la soudure.

$\tau_{\perp}$ Contrainte de cisaillement (dans le plan de la gorge) perpendiculaire à l'axe de la soudure.

$\tau_{\parallel}$ Contrainte de cisaillement (dans le plan de la gorge) perpendiculaire à l'axe de la soudure.

a : l'épaisseur de la soudure du cordon.

La contrainte normale parallèle à l'axe de la soudure n'est pas prise en compte dans la vérification de la résistance.

La résistance de la soudure d'angle est suffisante si les deux conditions ci-après sont satisfaites

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_{\omega} \times \gamma_{M\omega}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M\omega}}$$

IX.II.1 Méthode de calcul

IX.II.1.1 Cordon de la semelle

Les cordons des semelles doivent résister à l'effort de traction plastique qui peut être transmis par les semelles de la poutre.

$$F_{fRa} = b \times t_f \times \frac{f_u}{\gamma_{M0}}$$

Il s'agit des cordons frontaux pour les quels :

$$\begin{cases} \tau_{\parallel} = 0 \\ \tau_{\perp} = \sigma = \frac{N}{\sqrt{2}} ; N = \frac{F_{fRa}}{a_f \times L \times \sqrt{2}} \end{cases} \quad \text{avec } L = 2b - (t_w + 2 \times r)$$

On vérifie que :

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_{\omega} \times \gamma_{M\omega}}$$

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M\omega}}$$

⁵⁹CCM97. Annexe D. page 157

Ce qui donne :

$$\begin{cases} 2\sigma \leq \frac{f_u}{\beta_\omega \times \gamma_{M\omega}} \\ \sigma_\perp \leq \frac{f_u}{\gamma_{M\omega}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{2F_{fRd}}{a_f \times L \times \sqrt{2}} \leq \frac{f_u}{\beta_\omega \times \gamma_{M\omega}} \\ \frac{F_{fRd}}{a_f \times L \times \sqrt{2}} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M\omega}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a_{f1} \geq \frac{2F_{fRd} \times \beta_\omega \times \gamma_{M\omega}}{f_u \times L \times \sqrt{2}} \\ a_{f2} \geq \frac{F_{fRd} \times \gamma_{M\omega}}{f_u \times L \times \sqrt{2}} \end{cases}$$

Avec : $a_f = \max(a_{f1}; a_{f2})$

IX.II.1.2 Cordons de l'âme

Les cordons de l'âme doivent reprendre la capacité de résistance à l'effort tranchant de la section assemblée.

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f$$

Il s'agit des cordons latéraux pour les quels :

$$\begin{cases} \tau_\perp = \sigma = 0 \\ \tau_\parallel = N ; N = \frac{V_{pl,rd}}{a_w \times L} \end{cases} \quad \text{avec } L = 2h_w$$

On vérifie que

$$\begin{cases} \sqrt{3\tau_\parallel^2} \leq \frac{f_u}{\beta_\omega \times \gamma_{M\omega}} \\ \tau_\parallel \leq \frac{f_u}{\gamma_{M\omega} \times \beta_\omega \times \sqrt{3}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{V_{pl,rd}}{a_w \times 2h_w} \leq \frac{f_u}{\beta_\omega \times \gamma_{M\omega} \times \sqrt{3}} \\ a_{w1} \leq \frac{\beta_\omega \times \gamma_{M\omega} \times \sqrt{3} \times V_{pl,rd}}{f_u \times 2h_w} \end{cases}$$

Il faut qu'ils assurent aussi la transmission du moment plastique de la pièce assemblée :

$$F_{wRd} = h_w \times t_w \times \frac{f_u}{2\gamma_{M0}}$$

Il s'agit des cordons frontaux pour les quels :

$$\begin{cases} \tau_\parallel = 0 \\ \tau_\perp = \sigma = \frac{N}{\sqrt{2}} ; N = \frac{F_{wRd}}{a_w \times L \times \sqrt{2}} \end{cases} \quad \text{avec } L = 2h_w/2 = h_w$$

$$\begin{cases} 2\sigma \leq \frac{f_u}{\beta_\omega \times \gamma_{M\omega}} \\ \sigma_\perp \leq \frac{f_u}{\gamma_{M\omega}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{2F_{wRd}}{a_w \times L \times \sqrt{2}} \leq \frac{f_u}{\beta_\omega \times \gamma_{M\omega}} \\ \frac{F_{wRd}}{a_w \times L \times \sqrt{2}} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M\omega}} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a_{w2} \geq \frac{2F_{wRd} \times \beta_\omega \times \gamma_{M\omega}}{f_u \times L \times \sqrt{2}} \\ a_{w3} \geq \frac{F_{wRd} \times \gamma_{M\omega}}{f_u \times L \times \sqrt{2}} \end{cases}$$

Avec : $a_w = \max(a_{w1}; a_{w2}; a_{w3})$.

IX.II.2 Application numérique

Tableau IX.2 : caractéristique du matériau.

β_ω	γ_{M0}	$\gamma_{M\omega}$	$f_y(\text{MPa})$	$f_u(\text{MPa})$
0.8	1.1	1.25	275	430

Tableau IX.3 : caractéristiques des profilés.

Profilé	h(mm)	b(mm)	$h_w(\text{mm})$	$t_w(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	r(mm)	A (mm^2)
HEA260	250	260	225	7.5	12.5	24	8680
IPE360	360	170	334.6	8	12.7	18	7270
IPE500	500	200	468	10.2	16	21	11600
HEA240	230	240	206	7.5	12	21	7680

IX.II.2.1 Cordons de la semelle

Tableau IX.4 : cordons de la semelle des assemblages.

Assemblage	$F_{fRd}(\text{KN})$	L(mm)	$a_{f1}(\text{mm})$	$a_{f2}(\text{mm})$	$a_f(\text{mm})$
Poteau /assise	1270	560.5	7.5	5	8
Potelet/assise	844	368	7.5	4.9	8
Poutre/platine	1251	431.8	9.5	5.95	10
Sablière/platine	1126	514.5	7.2	4.49	8

IX.II.2.2 Cordons de l'âme

Tableau IX.5 : cordons de l'âme des assemblages.

Assemblage	$V_{pl,rd}(\text{KN})$	$A_v(\text{mm}^2)$	$F_{wRd}(\text{KN})$	L(mm)	$a_{w1}(\text{mm})$	$a_{w2}(\text{mm})$	$a_{w3}(\text{mm})$	$a_w(\text{mm})$
Poteau /assise	415	2873.75	330	225	3.7	4.8	3	5
Potelet/assise	507	3510.8	523	334.6	3.1	5.2	3.2	6
Poutre/platine	871	6035.2	960	468	3.7	6.7	4.2	7
Sablière/platine	363	2514	302	206	5.7	4.8	3	6

IX.III Les assemblages boulonnés

Afin d'éviter des développements excessifs, seuls deux cas d'assemblages seront étudiés pour les assemblages boulonnés ordinaires. Les autres assemblages feront l'objet d'une vérification à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis.

IX.III.1 Les boulons ordinaires

Les boulons ordinaires sont des éléments de fixation standard ne nécessitant pas un serrage contrôlé. Ils sont principalement utilisés pour la transmission des efforts par cisaillement ainsi que par pression diamétrale entre les pièces assemblées.

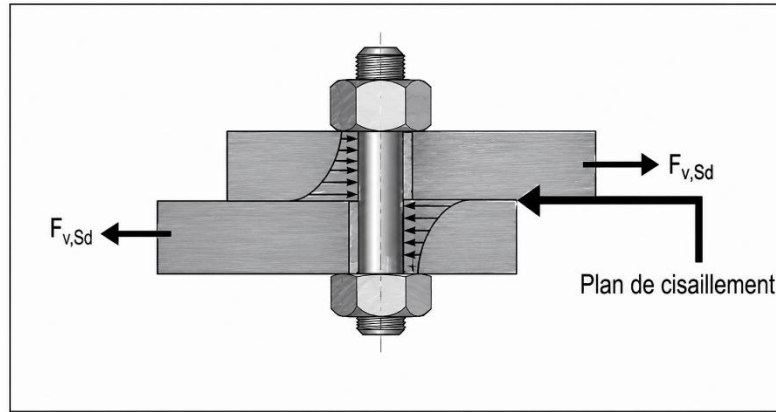


Figure IX.2 : boulon ordinaire.

Les pièces assemblées par boulons ordinaires sont les suivantes :

- Assemblage diagonales-goussets :(Poutre au vent, Palée de stabilité)
- Diagonales et montants de la ferme métallique,
- Assemblage panne sablière (IPE180) – poteau (HEB 260),
- Assemblage panne (IPE 180) -Arbalétrier (Double cornière 120×120×16) par un échantignole,
- Assemblage solive (IPE 200) -Poutre maitresse (IPE 500) au niveau du plancher,
- Assemblage Ferme métallique – Poteau (HEA 260).

IX.III.1.1 Assemblage solive (IPE200) -poutre maitresse (IPE500)

L'assemblage solive/poutre maitresse transmet uniquement un effort tranchant à l'aide des âmes des profilés à assembler. Les ailes des solives doivent être grugées en raison de leur Coïncidence avec l'aile de la poutre maitresse.

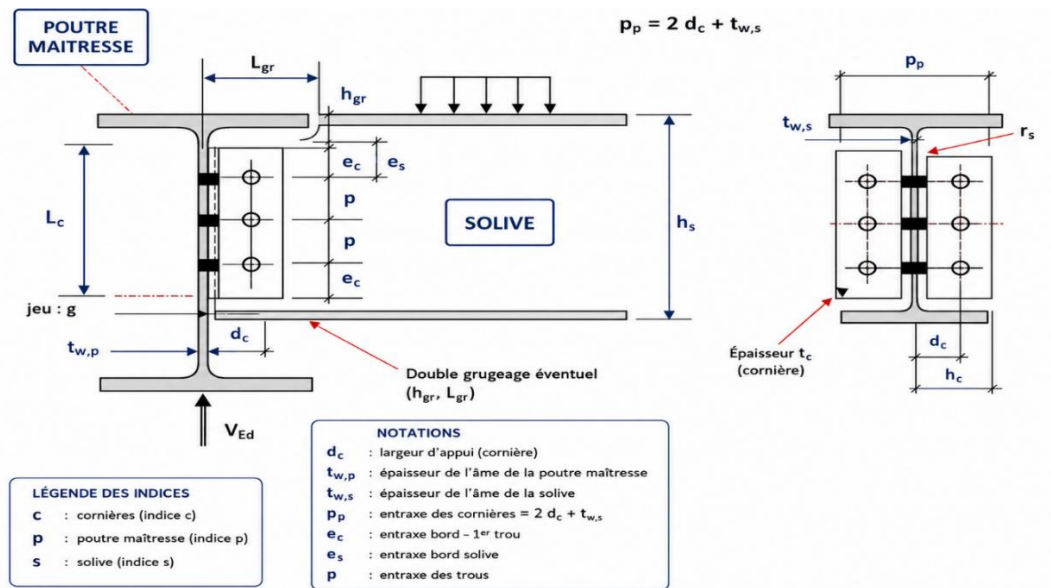


Figure IX.3 : assemblage solive-poutre maitresse.

Pour ce type d'assemblage, On choisit des boulons M14 de diamètre $\varnothing 14$ de classes 8.8 Et une cornière CAE60*60*6.

Tableau IX.6 : Caractéristique du boulon de classe 8.8.

d (mm)	d ₀ (mm)	A _s (mm ²)	f _y (MPa)	f _u (MPa)
14	15	155	640	800

IX.III.1.1.1 Disposition des boulons⁶⁰

Pince longitudinale $e_1 \geq 1.2d_0 = 18\text{mm} \rightarrow e_1 = 25\text{ mm}$;

Pince transversale $e_2 \geq 1.2d_0 = 18\text{ mm} \rightarrow e_2 = 25\text{ mm}$;

Entraxe $p_1 \geq 2.2d_0 = 33\text{ mm} \rightarrow p_1 = 50\text{ mm}$;

Entraxe $p_2 \geq 2.4d_0 = 36\text{ mm} \rightarrow p_2 = 50\text{ mm}$.

$$\text{Donc : } \begin{cases} e_1 = e_2 = 25\text{mm.} \\ p_1 = 50\text{mm.} \\ p_2 = 50\text{mm.} \end{cases}$$

IX.III.1.1.2 Vérification de la résistance d'assemblage

Cet assemblage est réalisé par 2 boulons qui sont soumis au cisaillement sur deux plans de glissement.

⁶⁰ CCM 97 page 106 Tableau 65.1

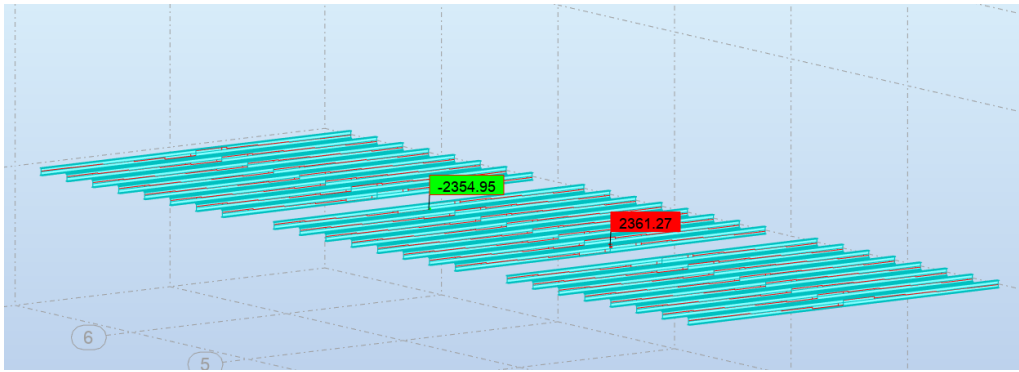


Figure IX.4: effort max solive sous 1.35G+1.5Q.

IX.II.1.1.1 Effort repris par boulon

$$V_{ed} = \frac{V}{m \cdot n} = \frac{2361.27}{2 \cdot 2}$$

$$V_{ed} = 590.3 \text{ daN}$$

Avec : $\begin{cases} n = \text{nombre de boulons} \\ m = \text{nombre de plan de cisaillement} \end{cases}$

IX.III.1.1.2.1 Résistance des boulons au cisaillement

La résistance des boulons par plan de cisaillement est donnée par la formule suivante⁶¹

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.6 \cdot 800 \cdot 115 \cdot 0.1}{1.25}$$

$$F_{v,rd} = 4416 \text{ daN}$$

$$V_{ed} = 590.3 \leq F_{v,rd} = 4416 \text{ daN}$$

Pour un boulon de classe 8.8 $\alpha_v = 0.6$.

✓ La Résistance au cisaillement est vérifiée.

IX.III.1.1.2.2 Résistance des pièces à la pression diamétrale

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \alpha f_u d t}{\gamma_{Mb}} \quad 62$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \alpha f_u d t}{\gamma_{Mb}} = \frac{2.5 \cdot 0.56 \cdot 430 \cdot 14 \cdot 6 \cdot 0.1}{1.25} = 4045 \text{ daN}$$

$$V_{ed} = 590.3 \leq F_{b,rd} = 4045$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_u}{f_{ub}} ; 1 \right) = (0.56 ; 0.86 ; 1.25 ; 1) = 0.56$$

⁶¹ CCM 97 page 113 Tableau 65.4

⁶² CCM 97 page 113 Tableau 65.4

Pour une cornière d'attache CAE 60*60*6 ; t = 6 mm

- ✓ La Résistance à la pression diamétrale est vérifiée.

IX.IV Assemblage diagonale de stabilité avec poteau

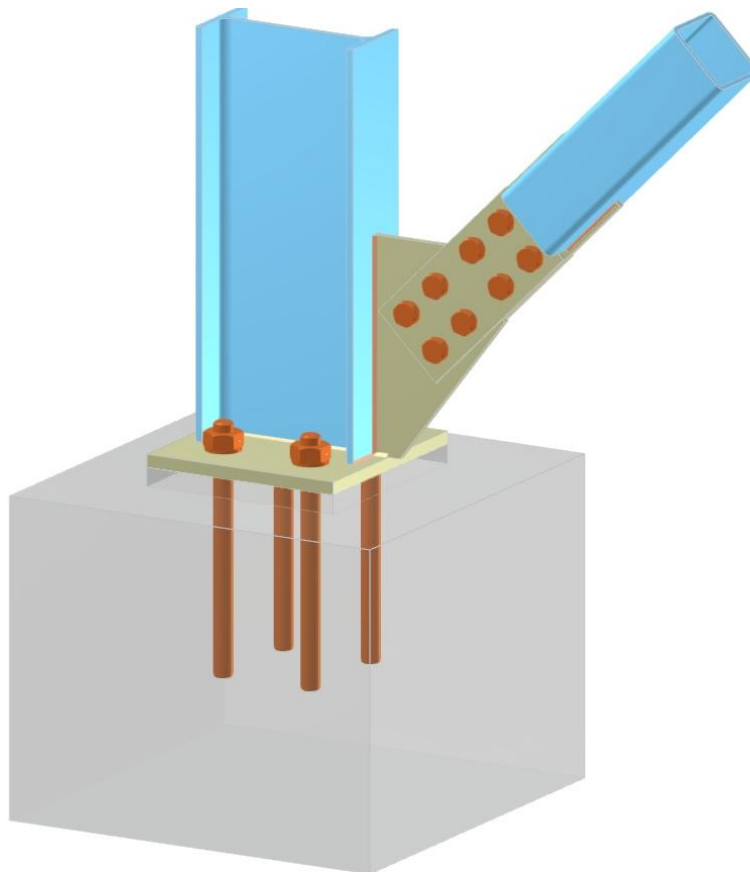


Figure IX.5 : Assemblage diagonale poteau.

IX.IV.1 Choix et disposition des boulons

On choisit des boulons ordinaires de diamètre $d=16$ mm de classe 5.6

Tableau IX.7: Caractéristique du boulon de classe 5.6.

d (mm)	d_0 (mm)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
16	18	157	300	500

IX.IV.1.1 Disposition des boulons

Pince longitudinale $e_1 \geq 1.2d_0 = 21.6 \rightarrow e_1 = 25$ mm

Pince transversale $e_2 \geq 1.5d_0 = 27$ mm $\rightarrow e_2 = 30$ mm

Entraxe $p_1 \geq 2.2d_0 = 39.6$ mm $\rightarrow p_1 = 40$ mm.

IX.IV.1.2 Vérification de la résistance d'assemblage

IX.IV.1.2.1 Effort reprise par boulon

$V_{ed} = \frac{N}{m*n}$, avec n = nombre de boulons et m = nombre de plans de cisaillement

$$V_{ed} = \frac{6831.029}{3} = 2277.01 \text{ daN}$$

IX.IV.1.2.2 Résistance des boulons au cisaillement

La résistance des boulons par plan de cisaillement est donnée par la formule suivante

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Pour un boulon de classe 5.6 $\alpha_v = 0.6$

$$F_{v,rd} = \frac{0.6*500*157*0.1}{1.25} = 3768 \text{ daN}$$

$$V_{ed} = 2277.01 \leq F_{v,rd} = 3768 \text{ daN}$$

✓ La Résistance au cisaillement est vérifiée.

IX.IV.1.3 Résistance des pièces à la pression diamétrale

$$F_{b,rd} = \frac{2.5\alpha f_u d t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_u}{f_{ub}} ; 1 \right) = (0.46 ; 0.49 ; 1.162 ; 1) = 0.46$$

Pour un gousset d'épaisseur de 8mm

$$F_{b,rd} = \frac{2.5\alpha f_u d t}{\gamma_{Mb}} = \frac{2.5*0.46*430*16*8*0.1}{1.25} = 5063.68 \text{ daN}$$

$$V_{ed} = 2277.01 \leq F_{b,rd} = 5063.68 \text{ daN.}$$

✓ La Résistance à la pression diamétrale est vérifiée

IX.V Pieds de poteaux

Le pied de poteau assure la transition des charges entre la structure métallique et les fondations en béton armé. Il existe deux types principaux : les pieds articulés et les pieds encastres. Il est constitué principalement de :

- La platine : soudée au poteau, qui répartit les efforts de compression sur le béton ;
- Les tiges d'ancrage : destinées à reprendre les efforts de traction et empêcher le soulèvement ;

- La bêche d'ancrage : utilisée pour transmettre les efforts tranchants importants lorsque les tiges seules sont insuffisantes.

. Dans un pied encastré, les fondations doivent être conçues pour assurer l'ancrage nécessaire, la platine étant généralement placée dans l'épaisseur de la chape en raison des armatures du béton armé.

IX.V.1 Dimensionnement de la plaque d'assise

Après la modélisation et l'analyse de la structure sous le logiciel Robot Structural Analysis, le profilé retenu pour les poteaux est un HEA260. Le dimensionnement de la plaque d'assise nécessite la détermination des efforts appliqués au niveau des poteaux les plus sollicités.

Les sollicitations considérées sont les suivantes :

- Effort normal de compression : $N_{ed}=540\text{KN}$
- Effort de traction : $N_{ed}=-69\text{kN}$
- Effort tranchant maximal : $V_{ed}=71\text{KN}$

IX.V.1.1 Résistances de calcul des matériaux

La plaque d'assise est réalisée en acier de limite d'élasticité :

$$F_y=275\text{MPa}$$

Le joint de scellement est constitué d'un mortier associé à un béton C25/30, dont la résistance de calcul à l'écrasement est :

$$F_{cd}=F_{jd}=16.17\text{MPa}.$$

IX.V.1.2 Dimensions et caractéristiques de la plaque d'assise

On opte forfaitairement les dimensions suivantes :

- Longueur de la platine : $h_p = 980 \text{ mm}$ « débord $\beta_c= 15 \text{ mm}$ »
- Largeur de la platine : $b_p = 330 \text{ mm}$ « débord $\beta_c= 15 \text{ mm}$ »
- Épaisseur de la platine : $t_p = 25 \text{ mm}$

IX.V.1.2.1 Largeur d'appui additionnelle

$$c = t_p \sqrt{\frac{f_{yp}}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} \dots^{63}$$

$$c = 25 \sqrt{\frac{275}{3 \cdot 20 \cdot 1.1}} = 58.6 \text{ mm}$$

La largeur d'appuis additionnelle $C = 58.6 \text{ mm}$ est supérieur de la débord $\beta_c = 15 \text{ mm}$ donc la platine est de type « projection étendue »

$$C \leq \frac{h - 2t_f}{2} = 108 \text{ mm}$$

Il n'y a donc pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles

IX.V.1.2.2 Calcul de la section efficace

$$A_{\text{eff}} = 2 \cdot (b + 2\beta_c) (c + \beta_c + t_f) + (h - 2c - 2t_f)(2c + t_w)$$

$$A_{\text{eff}} = 2 \cdot (260 + 2 \cdot 60) (60 + 60 + 12.5) + (950 - 2 \cdot 60 - 2 \cdot 12.5) (2 \cdot 60 + 7.5) = 130584 \text{ mm}^2$$

IX.V.1.2.3 Résistance à la compression

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

$$N_{Rd} = A_{\text{eff}} \cdot f_{jd}^{64}$$

$$N_{Rd} = 130584 \cdot 16.17 \cdot 10^{-1} = 2112 \text{ KN}$$

$$N_{Ed} = 540 \leq N_{Rd} = 2112$$

✓ La Résistance à la compression est vérifiée

IX.V.1.2.4 Résistance au moment fléchissant

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \times F_y}{6 \times \gamma_{m0}} = 28.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} \times \frac{c^2}{2} = 7.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ed} = 7.4 \leq M_{Rd} = 28.6$$

⁶³ EC3 partie 1-8 page 66 paragraphe 6.2.5 (6.5)

⁶⁴ EC3 partie 1-8 page 66 paragraphe 6.2.5 (6.4)

✓ La Résistance au moment fléchissant est vérifiée

IX.V.1.2.5 Résistance de scellement au cisaillement

$$V_{ed} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = C_{fd} \cdot N_{ed} \dots^{65}$$

- C_{fd} : Coefficient de frottement entre la plaque et le matériau de scellement « $C_{fd} = 0.2$ pour un mortier de calage »

$$F_{b,Rd} = 0.2 \cdot 540 = 108 \text{ KN}$$

$$V_{ed} = 71 \geq F_{v,Rd} = 108$$

IX.V.2 Verification des tiges d'ancrages

IX.V.2.1 Résistance des tiges d'ancrages vis-à-vis le cisaillement

Tableau IX.8 : Caractéristique des tiges M24 classe 5.8.

d (mm)	A_s (mm ²)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
24	353	240	400

$$F_{v,Rd} = F_{t,Rd} + n F_{vb,Rd}^{66}$$

- n : Nombre de boulons d'ancrage « n = 8 »

$$F_{vb,Rd} = 0.2 \times N_{Ed} + 8 \times \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_b = 0.44 - 0.0003 f_{yb} = 0.3575 \text{ MPa}$$

$$F_{vb,Rd} = 0.2 \times N_{Ed} + 8 \times \frac{\alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 348 \text{ KN}$$

$$V_{ed} = 71 \leq F_{v,Rd} = 348$$

✓ La Résistance au cisaillement est vérifiée.

IX.V.2.2 Résistance de tiges à l'effort de soulèvement

Dans le cas d'un effort de soulèvement $F_{t,Rd} = 0$ ⁶⁷

⁶⁵ EC3 partie 1-8 page 61 paragraphe 6.2.2 (6.1)

⁶⁶ EC3 partie 1-8 page 62 paragraphe 6.2.2 (6.3)

⁶⁷ EC3 partie 1-8 page 62 paragraphe 6.2.2

$$\frac{V_{ed}}{n.F_{v,Rd}} + \frac{N_{ed}}{n.N_{Rd}} \leq 1$$

$$N_{Rd} = \frac{0.9.f_{ub}*A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$N_{Rd} = \frac{0.9*500*353*0.1}{1.25} = 127 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{ed}}{n.F_{v,Rd}} + \frac{N_{ed}}{n.N_{Rd}} = \frac{71}{8*348} + \frac{540}{8*127} = 0.55 \leq 1$$

✓ La Résistance au soulèvement est vérifiée.

Chapitre X : ETUDE DES FONDATIONS

X.I Introduction

Les fondations sont des éléments essentiels assurant le **transfert des charges de la structure vers le sol** tout en garantissant la stabilité et la sécurité de l'ouvrage. Elles doivent reprendre les charges transmises par la superstructure et les répartir au sol dans de bonnes conditions.

Le choix du type de fondation dépend principalement de la nature de la structure, de l'importance des charges appliquées et des caractéristiques géotechniques du sol. On distingue les fondations superficielles et les fondations profondes.

Dans notre projet, nous avons adopté **des semelles isolées**, adaptées aux charges transmises par les poteaux métalliques et aux conditions du sol. Le dimensionnement a été réalisé conformément aux règlements algériens en vigueur afin d'assurer la stabilité et la durabilité de la structure.

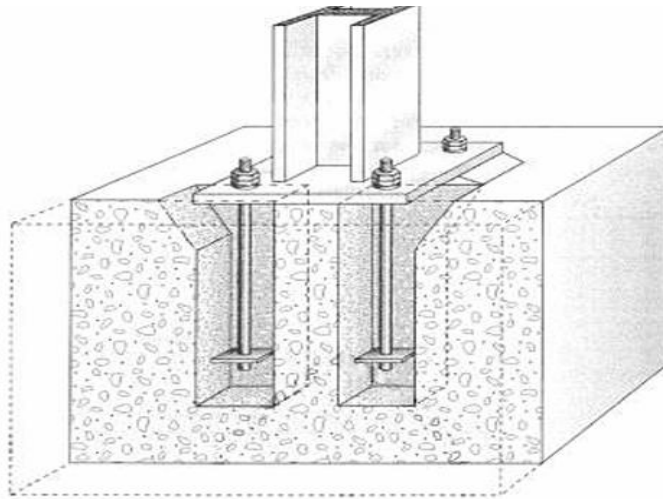


Figure X.1 : Liaison poteau-fondation par platine d'assise.

X.II Dimensionnement de fût de fondation

IX.V.3 Dimensions de fût en plan

La longueur « a » et la largeur « b » du fût sont obtenues à partir des relations suivantes⁶⁸ :

$$\frac{4a_0}{3} \leq a \leq 10a_0 ;$$

$$\frac{4b_0}{3} \leq b \leq 10b_0.$$

⁶⁸ BAEL 91 R 99 page 72 paragraphe A.8.4.12

$-a_0$: Longueur de platine de pied de poteau « $a_0 = 650 \text{ mm}$ ».

$-b_0$: Largeur de platine de pied de poteau « $b_0 = 450 \text{ mm}$ ».

$$600 \leq a \leq 6500 \text{ mm.}$$

On prend $a = 1500 \text{ mm}$

$$866.7 \leq b \leq 4500 \text{ mm}$$

On prend $b = 500 \text{ mm}$.

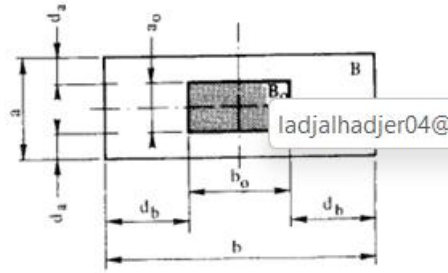


Figure X.2 : détail de fût.

IX.V.4 Hauteur de fût

La hauteur « h » est obtenue à partir de la relation suivante⁶⁹ :

$$h \geq \frac{a_0 b_0}{a_0 + b_0} = \frac{650 \cdot 450}{650 + 450} .$$

$$h \geq 266 \text{ mm.}$$

On prend $h = 1 \text{ m}$.

IX.V.5 Ferrailage longitudinale de fût

Pour le calcul de ferrailage longitudinale on utilise logiciel SOCOTEC.

⁶⁹ BAEL 91 R 99 page 55 paragraphe A.8.4.12 (commentaire)

CHAPITRE X : ETUDE DES FONDATIONS

The screenshot shows the 'interface de calcul' software with the following sections:

- Hypothèses**: Nom d'affaire, Nom du fichier (sans nom).
- Matériaux**:
 - Contrainte béton: f_{cd} 30 MPa
 - Limite élast. acier: f_{ed} 500 MPa
 - Coeff. agier/béton: n 15
- Calcul aux ELU**:
 - Effort normal: N_u -43.5 kN
 - Moment fléchissant: M_u 504 kN/m
- Calcul aux ELS**:
 - Effort ..: N_s -29.7 kN
 - Moment ..: M_s 488.5 kN/m
- Coefficients**:
 - durée chargement: θ 1
 - sécurité du béton: γ_b 1.5
 - sécurité de l'acier: γ_s 1.15
- Sections d'armatures**:
 - supérieures: 0 cm²
 - inférieures: 16 cm²
- Convention signes**: N > 0 : compression, M > 0 : tend la fibre inférieure
- Fissuration**:
 - ☐ pgu préjudiciable
 - ☒ préjudiciable
 - ☐ très préjudiciable
- Type d'armature**:
 - ☐ rond lisse
 - ☒ bague HA ≥ 6
 - ☐ bague HA ≤ 6
- Géométrie**:
 - Largeur: b 0.5 m
 - Hauteur: h 1.5 m
 - Pgs. cdg armatures sup.: d' 0.03 m
 - Pgs. cdg armatures inf.: c 0.03 m
- Diagram**: A vertical rectangle representing the foundation cross-section with dimensions 0.5m width and 1.5m height. The center of gravity is marked with '+ G'.

Figure X.3 : interface de calcul.

The screenshot shows the 'ferrailage de fut' software with the following sections:

- Résultats aux ELU : Sections d'armatures**:
 - supérieures: 0 cm²
 - inférieures: 8.5 cm²
 - Position de l'axe neutre: $y_0 = 0.05$ m
- Résultats aux ELS : Contraintes**:

	calculées		limites
béton fibre supérieure :	4.3 MPa	<	18 MPa
armatures supérieures :	MPa		MPa
armatures inférieures :	-232.8 MPa	<	250 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	<	18 MPa

- Position de l'axe neutre: $y_0 = 0.32$ m
- Diagram**: Two vertical rectangles representing the foundation cross-section. The top diagram shows the reinforcement layout with dimensions 0.5m width, 1.5m height, and 0.03m effective depth. The bottom diagram shows the constraints with dimensions 0.5m width, 1.5m height, and 0.03m effective depth.

Figure X.4 : ferrailage de fut.

D'après les résultats donnés par logiciel par les calculs, nous avons une section d'armature nécessaire égale à :

$$A_s = 16 \text{ cm}^2$$

On choisit **5T20 PAR FACE** « $A = 16 \text{ cm}^2$ ».

-Espaceement longitudinale $S_l = \frac{b - (2 \cdot e + \varphi)}{N - 1} = \frac{50 - (2 \cdot 3 + 2 \cdot 5)}{5 - 1} \approx 9 \text{ cm}$

IX.V.6 Ferrailage transversale du fût

La section d'armatures transversales est obtenue par la relation suivante :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (0.5 R_u + H_u)^{70}$$

- R_u : composante verticale de la réaction d'appui.

$$R_u = \frac{N_{ed}}{2} = 2111.5 \text{ daN}$$

- H_u : composante horizontale de la réaction d'appui.

$$H_u = 754.15 \text{ daN}$$

- $f_e = 500 \text{ MPa}$

- $\gamma_s = 1.15 \text{ MPa}$

$$A_t \geq \frac{1.15 \cdot 10^{-5}}{500} (0.5 \cdot 2111.5 + 754.15)$$

$$A_t \geq 4.1 \text{ cm}^2$$

On choisit **4 cadres et 2 étriers $\phi 10$** « $A = 5.01 \text{ cm}^2 \geq A_t$ »

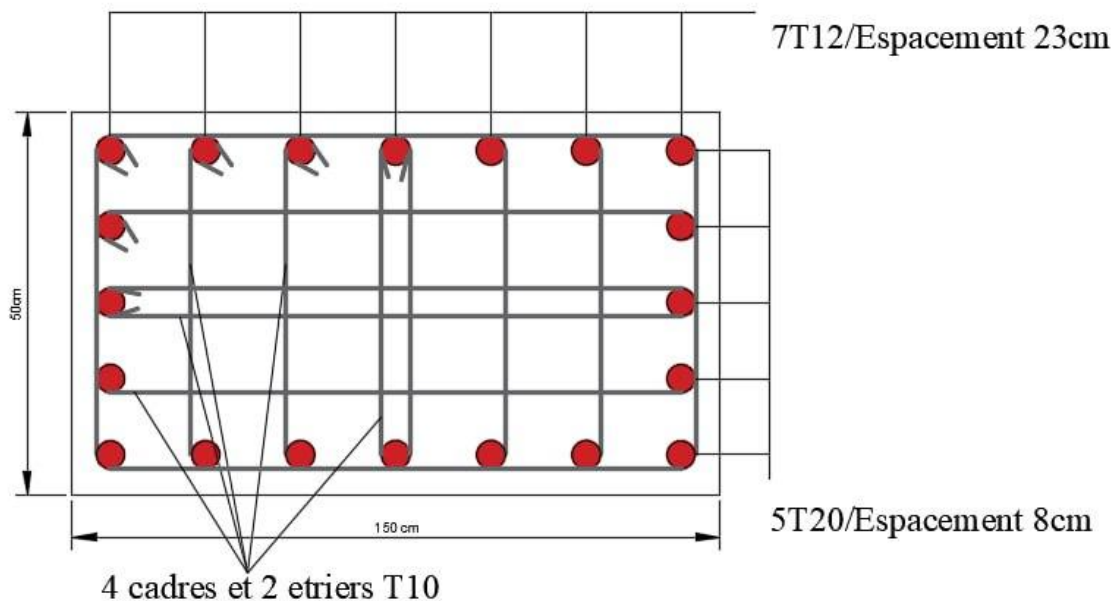


Figure X.5 : ferrailage du fut.

⁷⁰ BAEL 91 R 99 page 75 paragraphe A.8.4.14 (commentaire)

X.III Dimensionnement de semelle de fondation

IX.V.7 Dimensions de semelle en plan

La longueur « A » et la largeur « B » de la semelle sont obtenues à partir des relations suivantes :

- d_a : Le débord suivant la longueur de semelle « $d_a \geq \frac{a}{6} = 250 \text{ mm}$, on prend $d_a = 750 \text{ mm}$ »

- d_b : Le débord suivant la largeur de semelle « $d_b \geq \frac{b}{6} = 83.3 \text{ mm}$, on prend $d_b = 250 \text{ mm}$ »

$$A \geq a + 2d_a ;$$

$$B \geq b + 2d_b \quad ^{71}$$

Donc :

$$A = 3000 \text{ mm.}$$

$$B = 1000 \text{ mm.}$$

$$\frac{A}{B} = 3 = \frac{a}{b}$$

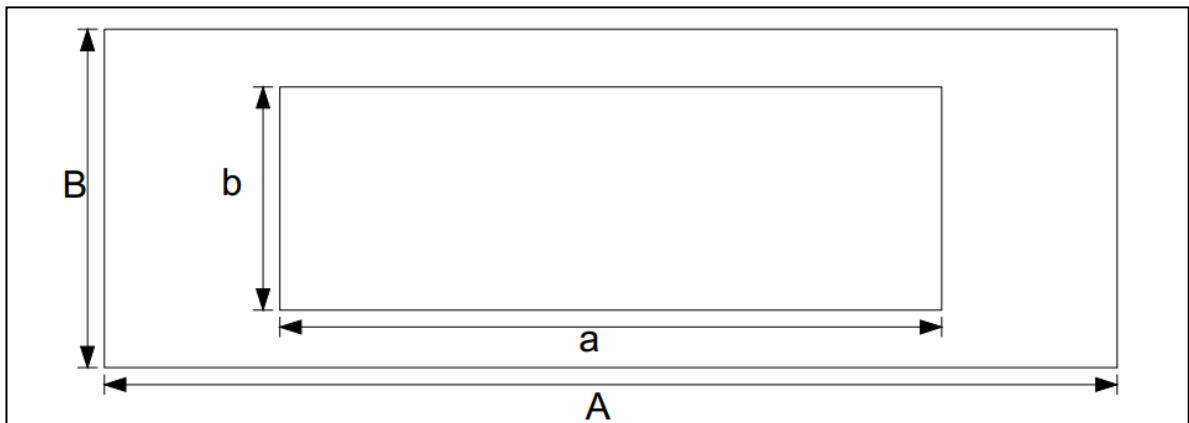


Figure X.6 : dimensions de la fondation.

IX.V.8 Épaisseur de fondation

L'épaisseur « h » est obtenue à partir de la relation de rigidité suivante :

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

-d : la hauteur utile = max des valeurs obtenues par les relations suivantes :

⁷¹ BAEL 91 R 99 page 72 paragraphe A.8.4.12

$$d = \begin{cases} \frac{A-a}{4} \leq d \leq A-a \\ \frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b \end{cases}^{72}$$

$$d = \begin{cases} 375 \leq d \leq 1500 \\ 125 \leq d \leq 500 \end{cases}$$

On prend $d = 400 \text{ mm}$

$$h = 450 \text{ mm}$$

X.III.1.1 Vérification de portance de sol

La contrainte sur la l'interface semelle sol doit être inférieure à la contrainte admissible de sol donnée dans le rapport géotechnique σ_{sol}

- La contrainte admissible de sol à l'ELS : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$
- La valeur moyenne de poids volumique de sol : $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$
- Encre de fondation : $D = 2 \text{ m}$
- Surface de la semelle : $S = 1.4 \text{ m}^2$
- Effort normal de calcul à l'ELS (Effort de compression sur pied de poteau + Poids de fût + Poids de semelle + Poids de du sol au-dessus de semelle) :

$$N_{\text{ed}} = 50400 + 2500(1.5 \cdot 0.5 \cdot 1 + 3 \cdot 1 \cdot 0.45) + 1900[1(3 \cdot 1 - 1.5 \cdot 0.5)] = 59925 \text{ daN}$$

$$\sigma = \frac{N_{\text{ed}}}{S}$$

$$\sigma = \frac{59925 \cdot 10^{-4}}{3 \cdot 1} = 1.99 \text{ bar} \leq 2 \text{ bars}$$

✓ La portance de sol est vérifiée.

X.III.1.2 Vérification au poinçonnement

La condition de non poinçonnement est donnée par la formule suivante :

$$Q_u \leq 0.045 U_c \frac{h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}^{73}$$

- Q_u : L'effort normal de calcul à l'ELU (Effort de compression sur pied de poteau + Poids de fût),

$$Q_u = 4243 + 1.35 \cdot 2500 \cdot 1.5 \cdot 0.5 \cdot 1 = 6774.25 \text{ daN}$$

⁷² Livre ADETS page 121 paragraphe 3.5 (1.b)

⁷³ BAEL 91 R 99 page 57 paragraphe A.5.2.42

- h : Épaisseur de semelle h = 450 mm

- f_{c28} : Résistance de béton à la compression, $f_{c28} = 30$ MPa

- U_c : Le périmètre du feuillé moyen, $U_c = 2[(a + h) + (b + h)] = 5.8$ m

$$0.045 U_c \frac{h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 * 5.8 * \frac{0.45 * 30 * 10^5}{1.5} = 234900 \text{ daN}$$

$$Q_u = 6774.25 \leq 0.045 U_c \frac{h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 234900 \text{ daN}$$

✓ La résistance au poinçonnement est vérifiée.

X.III.1.3 Ferrailage de la semelle

Le ferrailage de la semelle sera calculé à la flexion simple comme une console dalle renversé soumise à une charge uniformément répartie que représente la réaction de sol sous la charge de compression

X.III.1.4 Ferrailage longitudinale

- L'effort de compression de calcul à l'ELU agissant sur la semelle $N_{ed} = 54830$ daN

$$A_{sl} = \frac{N_{ed} * (A - a)}{8 * d * \sigma_s} \dots^{74}$$

$$- \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.783 \text{ MPa}$$

$$A_{sl} = \frac{54830 * (3 - 1.5) * 10^4}{8 * 0.4 * 434 * 10^5} = 5.92 \text{ cm}^2$$

▪ La section de ferrailage minimale recommandée $A_{smin} = 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \dots^{75}$

-b : La largeur de la section transversale du béton : 300 cm

- f_{t28} : La résistance de béton à la traction : $0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.4$ MPa $\dots^{76}$

-d : La hauteur utile = 40 cm

$$A_{smin} = 13.25 \text{ cm}^2 > A_{sl} = 5.9$$

Il est recommandé de majorer la section de ferrailage par 10% dans le cas de fissuration préjudiciables donc : $A_{sl} = 14.6 \text{ cm}^2$

⁷⁴ BAEL 91 R 99 page 171 paragraphe E.5.4.1

⁷⁵ BAEL 91 R 99 page 23 paragraphe A.4.2.1

⁷⁶ BAEL 91 R 99 page 11 paragraphe A.2.1.12

- L'espacement maximum autorisé $S_t(\max) = h + 10 \text{ cm} = 55 \text{ cm} \dots^{77}$

On choisit **10T15** « $A = 15.39 \text{ cm}^2 \geq A_{sl} = 14.6 \text{ cm}^2$ »

$$S_t = \frac{A - (2 \cdot e + \varphi)}{N - 1} = \frac{300 - (2 \cdot 5 + 1.4)}{10 - 1} \approx 32 \text{ cm}$$

X.III.1.5 Ferrailage transversale

-L'effort de compression de calcul à L'ELU agissant sur la semelle $N_{ed} = 54830 \text{ daN}$

$$A_{st} = \frac{N_{ed} \cdot (A - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.783 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{54830 \cdot (1 - 0.5) \cdot 10^4}{8 \cdot 0.4 \cdot 434 \cdot 10^5} = 1.97 \text{ cm}^2$$

- La section de ferrailage minimale recommandée $A_{s_{min}} = 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$

-b : La largeur de la section transversale du béton : 100 cm

- f_{t28} : La résistance de béton à la traction : $0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.4 \text{ MPa}$

-d : La hauteur utile = 40 cm

$$A_{s_{min}} = 4.416 \text{ cm}^2 > A_{sl} = 1.97$$

Il est recommandé de majorer la section de ferrailage par 10% dans le cas de fissuration préjudiciables donc : $A_{st} = 4.86 \text{ cm}^2$

- L'espacement maximum autorisé $S_t(\max) = h + 10 \text{ cm} = 55 \text{ cm}$

On choisit **5T12** « $A = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{sl}$ »

$$S_t = \frac{B - (2 \cdot e + \varphi)}{5 - 1} = \frac{100 - (2 \cdot 5 + 1.4)}{5 - 1} \approx 22 \text{ cm}$$

⁷⁷ BAEL 91 R 99 page 106 paragraphe B.7.4

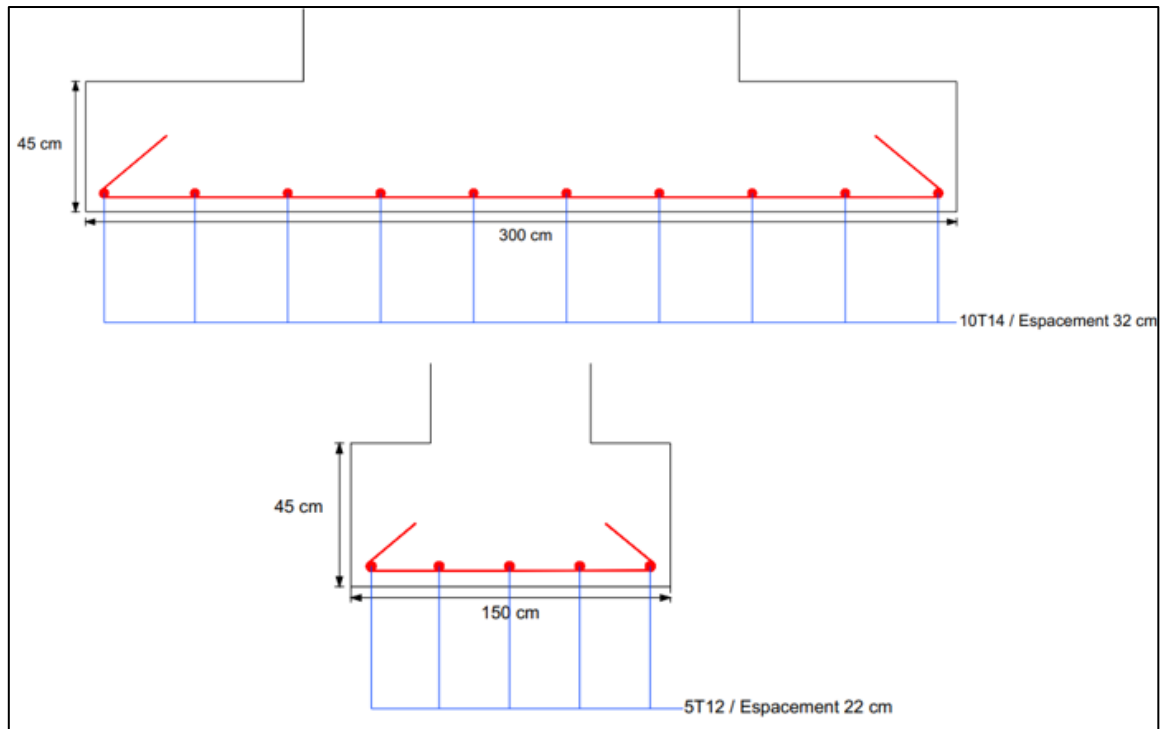


Figure X.7 : croquis de ferrailage de la semelle.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

La présente étude, consacrée au dimensionnement et à l'analyse d'un hangar industriel, a permis de mettre en œuvre une démarche de conception structurée, rigoureuse et conforme aux exigences des normes de calcul en vigueur. L'ensemble du travail a couvert les différentes étapes essentielles de l'ingénierie des structures métalliques, depuis la modélisation géométrique jusqu'à la vérification des éléments porteurs.

Le projet étudié se caractérise par les dimensions suivantes, à savoir une longueur de 82 m, une largeur de 31,2 m et une hauteur de 14 m, ainsi que par des équipements industriels spécifiques, notamment un pont roulant de 32 tonnes et une mezzanine technique. Ces contraintes ont constitué des paramètres déterminants dans le choix du système structural et dans l'analyse des sollicitations.

La structure porteuse principale est constituée de **fermes et de poteaux en treillis**, ce qui a permis d'optimiser le comportement mécanique global de l'ouvrage. Ce choix structural offre une meilleure répartition des efforts, une réduction du poids propre de la charpente, ainsi qu'une amélioration de la performance globale en termes de rigidité et de stabilité.

L'exploitation combinée des logiciels de conception et de calcul, notamment AutoCAD pour la mise en plan, Robot Structural Analysis pour le calcul et la vérification des éléments, a permis d'assurer une approche globale et cohérente du projet. Cette synergie numérique a également facilité l'optimisation des sections, la visualisation des assemblages et la vérification de la stabilité globale de l'ouvrage.

Les résultats obtenus montrent que la solution de charpente métallique retenue répond de manière satisfaisante aux exigences fonctionnelles, mécaniques et économiques du projet. En effet, elle garantit :

- Une capacité portante adaptée aux charges permanentes, d'exploitation et aux actions accidentelles,
- Une grande flexibilité architecturale permettant l'adaptation aux contraintes industrielles,
- Une rapidité d'exécution grâce à la préfabrication des éléments en atelier,
- Ainsi qu'une optimisation globale des coûts de construction et de maintenance.

Par ailleurs, cette étude met en évidence la pertinence des structures métalliques pour les bâtiments industriels de grande portée, en raison de leur performance mécanique, de leur légèreté relative et de leur facilité de montage. Elle confirme également la faisabilité technique et économique du projet, dans le respect des critères de sécurité, de durabilité et de fonctionnalité.

En définitive, les solutions techniques adoptées, notamment l'utilisation de **fermes et de poteaux en treillis**, assurent non seulement la stabilité et la sécurité de l'ouvrage, mais également sa performance à long terme, garantissant ainsi son exploitation dans des conditions optimales pour plusieurs décennies.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUE

Références bibliographiques

Cours de charpente métallique de Mme BOUKEZZI (ENSTP).

Cours de charpente métallique de Mme AMMARI (USTHB).

DTR B C 2 48 ; Règles Parasismiques Algériennes RPA 24.

DTR. C- 2-4.7 ; Règlement neige et vent « RNV2013 ».

DTR.B. C- 2.2 ; Charge permanentes et charges d'exploitation.

EUROCODE 3 ; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique.

Office des publications universitaires, 2009.

EUROCODE 4 – Formulaire béton armée 1 de VICTOR DAVI DOVICI.

LAHLOU Dahmani ; calcul des structures métalliques selon l'EC3/ Edition Eyrolles Paris 2005.

Livre : calcul des structures métallique selon l'Eurocode 3 de jean MOREL.

Livre : Construction métallique et mixte acier-béton /calcul et dimensionnement.

Livre ADETS BAEL 91 modifiées 99.

Projets de fin d'étude (ENSTP).

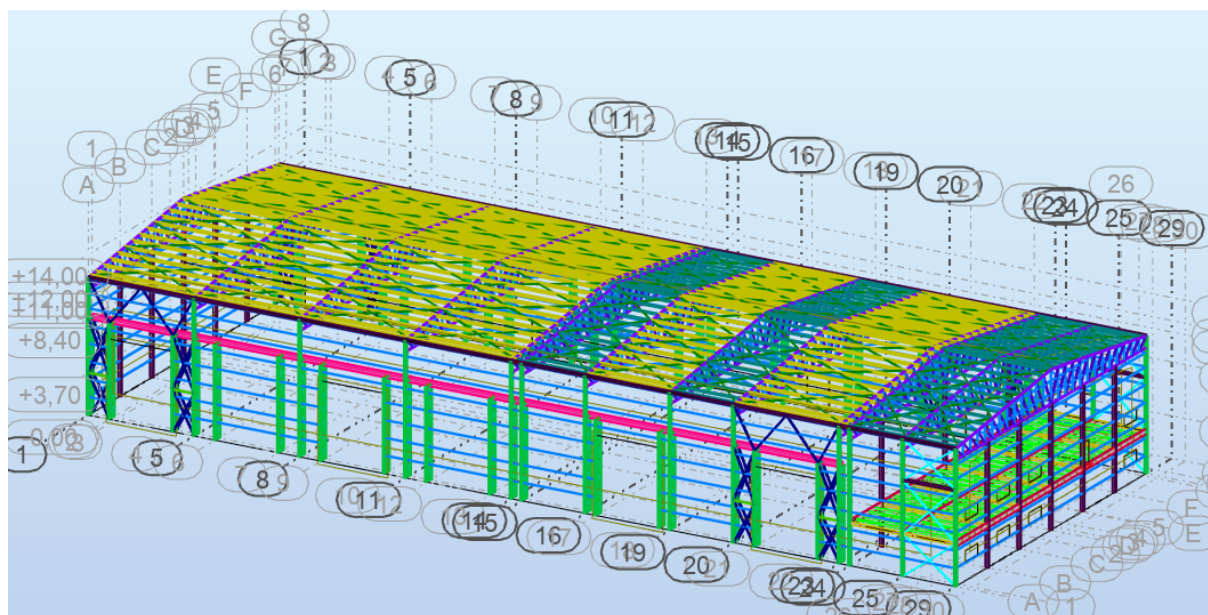
Projets de fin d'étude (USTHB).

Projets de fin d'étude (EMP).

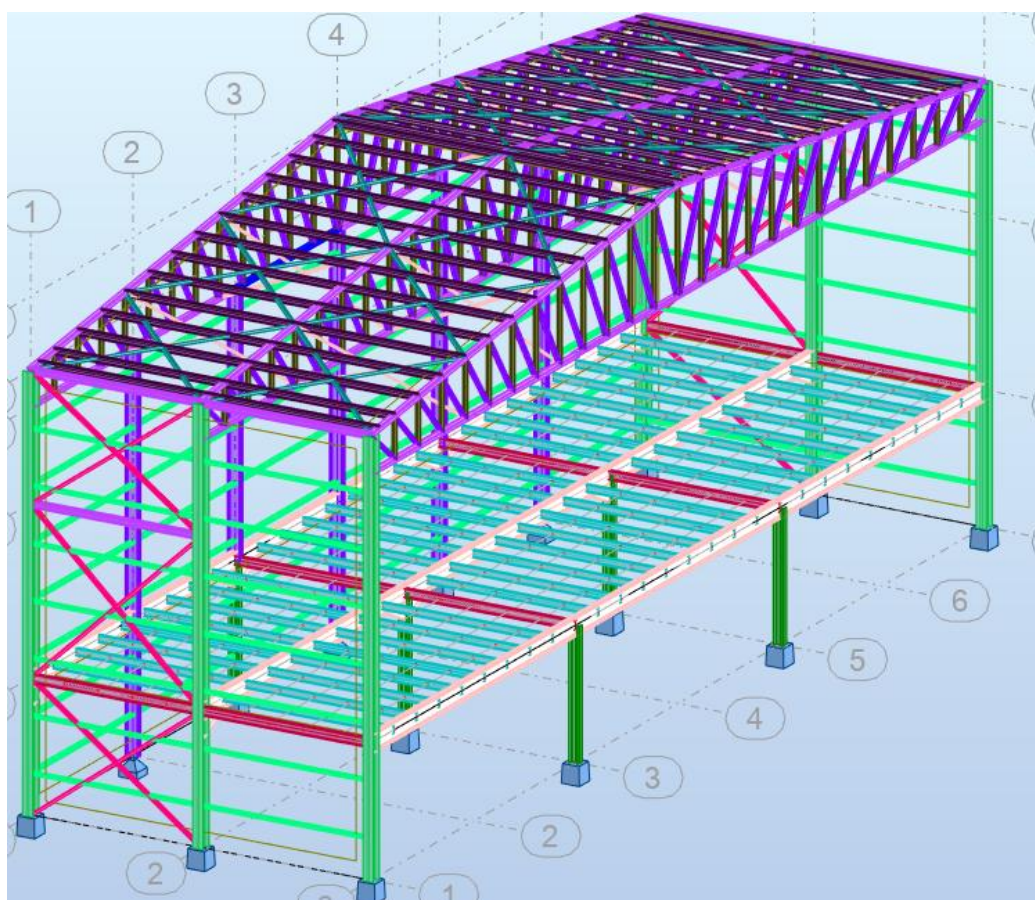
Cours de ISA BTP école d'ingénieurs de Philippe MA.

ANNEXES

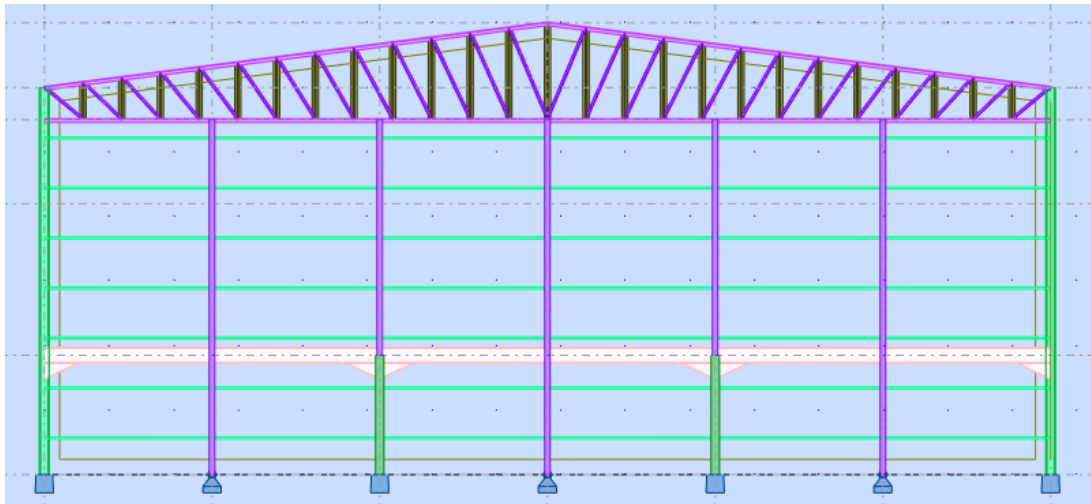
Annexe A



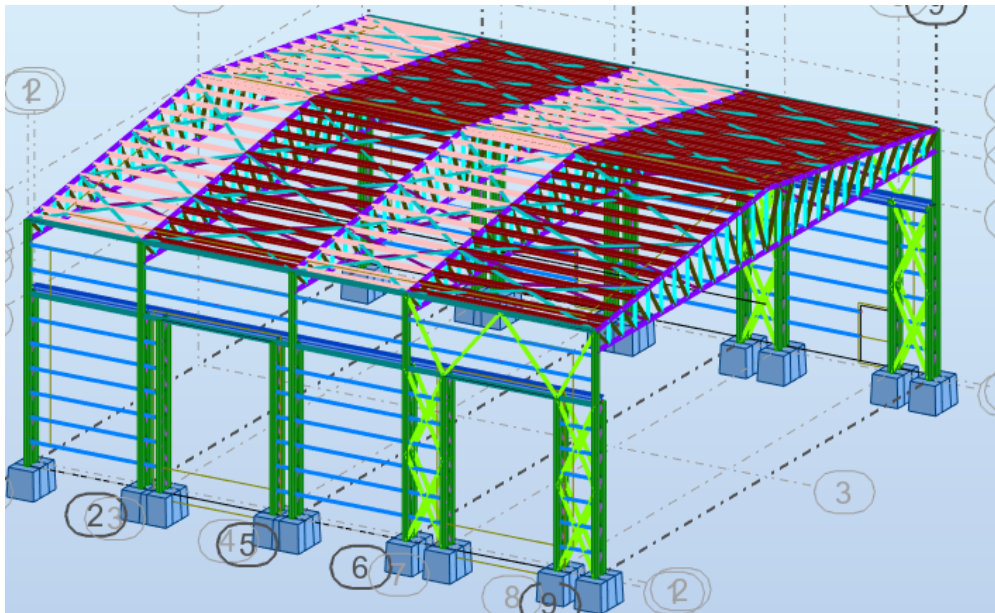
Modèle 3d de la structure.



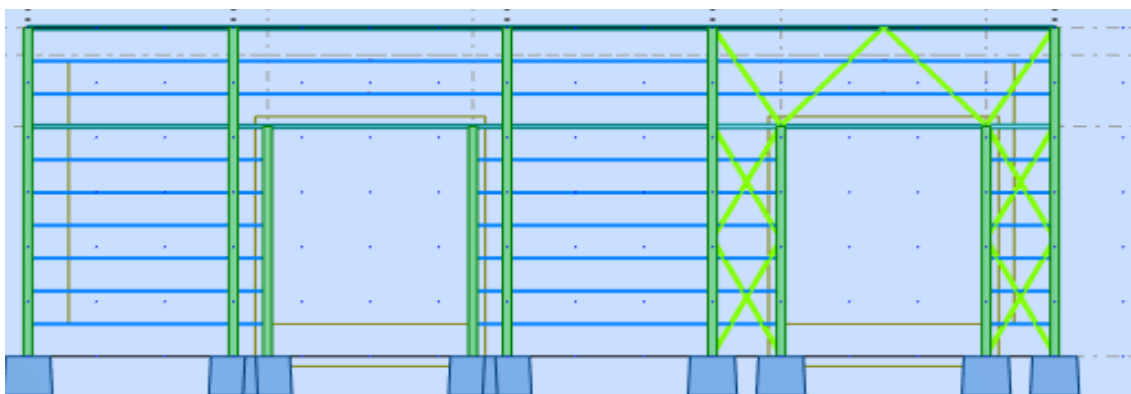
Modèle 3D partie1.



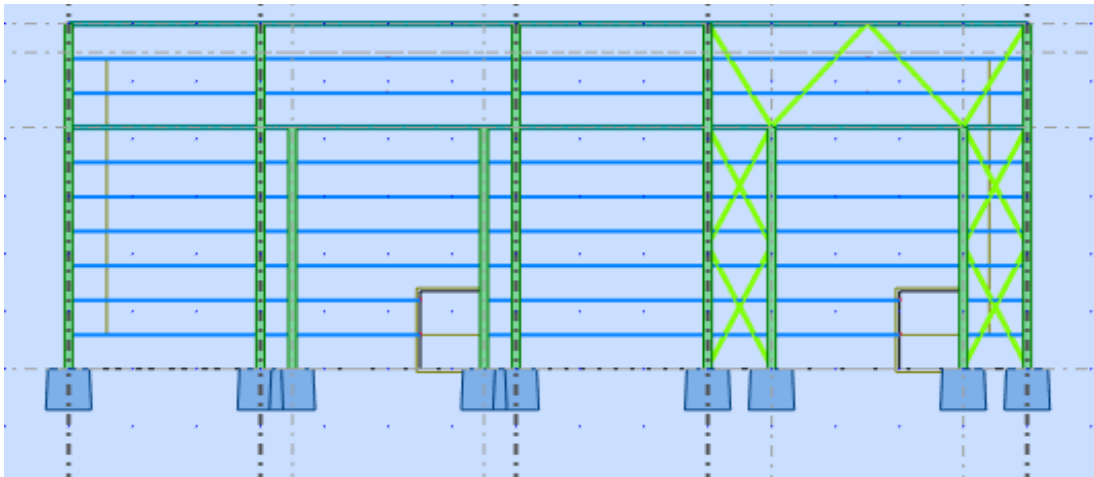
Vue pignon partie1.



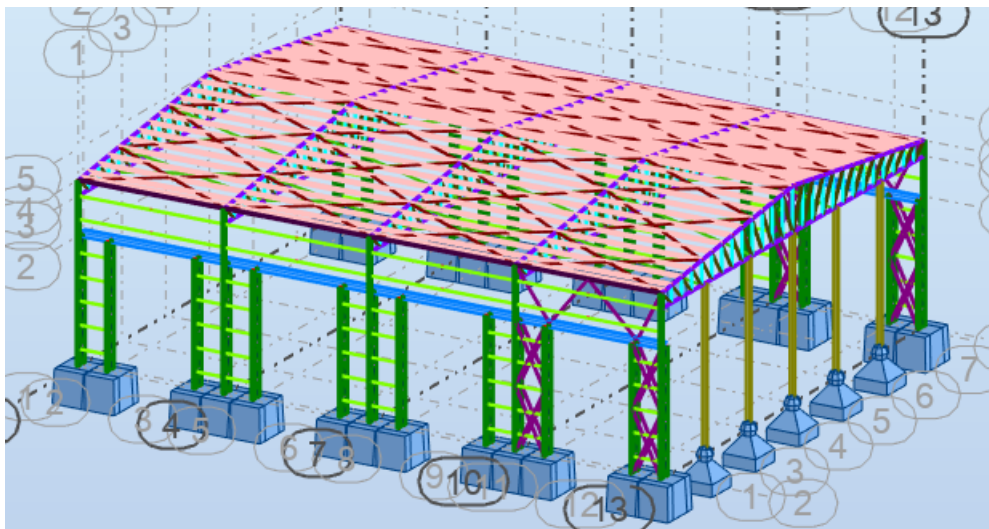
Modèle 3D partie 2.



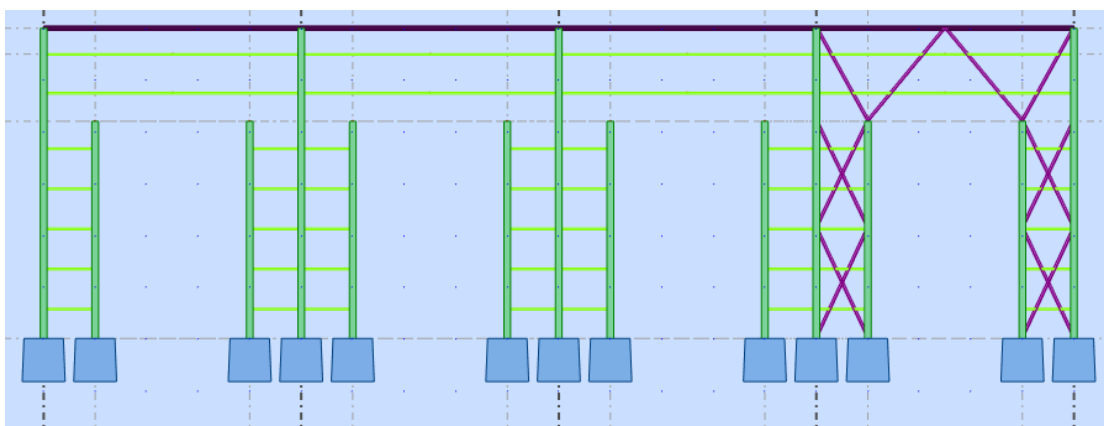
Vue lognpan1 partie2.



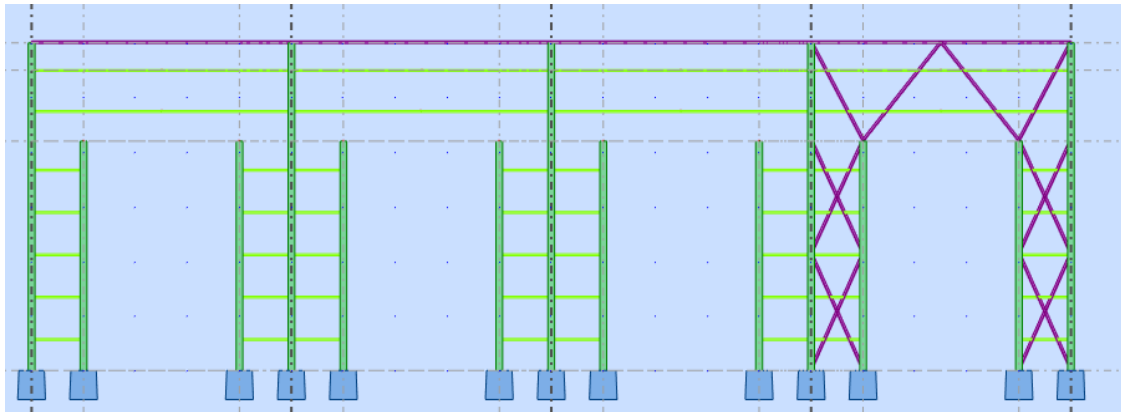
Vue longpan2 partie2.



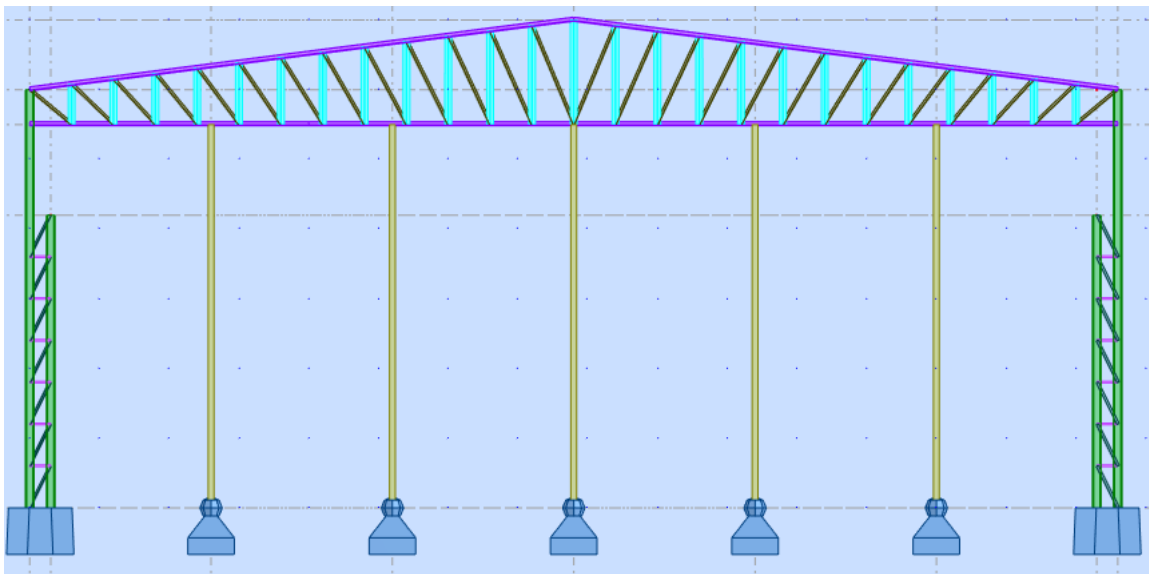
Vue 3D partie3 .



Vue longpan1 partie3.



Vue longpan 2 partie3 .



Vue pignon 2.

Annexe B

Vérification des poteaux :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas	Ratio(vx)	Cas (vx)	Ratio(vy)	Cas (vy)
24 poteau1_24	OK HEA 320	S 275	60.87	147.55	0.93	11 G+1.5Vp	0.07	16 G+Vp	0.20	17 G+VI1
25 poteau1_25	OK HEA 320	S 275	60.87	147.55	0.93	11 G+1.5Vp	0.07	16 G+Vp	0.20	17 G+VI1
1 poteau1_1	OK HEA 320	S 275	60.87	147.55	0.78	12 G+1.5VI1	0.07	16 G+Vp	0.21	17 G+VI1
2 poteau1_2	OK HEA 320	S 275	60.87	147.55	0.76	12 G+1.5VI1	0.06	16 G+Vp	0.20	17 G+VI1
27 poteau1_27	OK HEA 260	S 275	23.34	53.65	0.56	9 1.35G+1.5Q	0.08	17 G+VI1	0.16	17 G+VI1
26 poteau1_26	OK HEA 260	S 275	23.34	53.65	0.56	9 1.35G+1.5Q	0.08	17 G+VI1	0.16	17 G+VI1
30 poteau1_30	OK HEA 320	S 275	60.87	147.55	0.50	9 1.35G+1.5Q	0.07	16 G+Vp	0.20	17 G+VI1
31 poteau1_31	OK HEA 320	S 275	60.87	147.55	0.50	9 1.35G+1.5Q	0.07	16 G+Vp	0.21	17 G+VI1
7 poteau1_7	OK HEA 260	S 275	23.34	53.65	0.38	13 G+1.5VI2	0.08	17 G+VI1	0.16	17 G+VI1
267 poteau1_267	OK IPE 360	S 275	17.19	87.24	0.35	12 G+1.5VI1	0.08	17 G+VI1	0.16	17 G+VI1
32 poteau1_32	OK HEA 260	S 275	23.34	53.65	0.28	13 G+1.5VI2	0.08	17 G+VI1	0.16	17 G+VI1
33 poteau1_33	OK HEA 260	S 275	23.34	53.65	0.25	13 G+1.5VI2	0.08	17 G+VI1	0.16	17 G+VI1

Poteaux partie1.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas	Ratio(vx)	Cas (vx)
255 poteau1_255	OK HEA 260	S 275	53.58	17.69	0.78	13 G + 1.5V3	0.00	17 G + V3
791 poteau1_791	OK HEA 260	S 275	53.58	17.69	0.74	13 G + 1.5V3	0.00	17 G + V3
777 poteau1_777	OK HEA 260	S 275	53.58	17.69	0.73	13 G + 1.5V3	0.00	17 G + V3
805 poteau1_805	OK HEA 260	S 275	53.58	17.69	0.72	13 G + 1.5V3	0.00	17 G + V3
167 poteau1_167	OK HEA 260	S 275	53.58	17.69	0.71	13 G + 1.5V3	0.00	17 G + V3
11 poteau1_11	OK HEA 260	S 275	53.58	17.69	0.70	13 G + 1.5V3	0.00	17 G + V3
253 poteau1_253	OK HEA 260	S 275	76.55	23.85	0.69	12 G + 1.5 V2	0.00	16 G + V2
431 poteau1_431	OK HEA 260	S 275	53.58	17.69	0.69	13 G + 1.5V3	0.00	17 G + V3
165 poteau1_165	OK HEA 260	S 275	76.55	23.85	0.66	12 G + 1.5 V2	0.01	16 G + V2
254 poteau1_254	OK HEA 260	S 275	76.55	23.85	0.66	13 G + 1.5V3	0.00	16 G + V2
819 poteau1_819	OK HEA 260	S 275	53.58	17.69	0.65	13 G + 1.5V3	0.00	17 G + V3
342 poteau1_342	OK HEA 260	S 275	76.55	23.85	0.65	13 G + 1.5V3	0.00	17 G + V3
343 poteau1_343	OK HEA 260	S 275	53.58	17.69	0.65	13 G + 1.5V3	0.00	17 G + V3
429 poteau1_429	OK HEA 260	S 275	76.55	17.69	0.62	13 G + 1.5V3	0.01	16 G + V2
166 poteau1_166	OK HEA 260	S 275	76.55	23.85	0.61	13 G + 1.5V3	0.01	16 G + V2
341 poteau1_341	OK HEA 260	S 275	76.55	23.85	0.60	12 G + 1.5 V2	0.00	16 G + V2
903 poteau1_903	OK HEA 260	S 275	53.58	17.69	0.59	12 G + 1.5 V2	0.00	15 G + V1
256 poteau1_256	OK HEA 260	S 275	53.58	17.69	0.59	12 G + 1.5 V2	0.00	15 G + V1
430 poteau1_430	OK HEA 260	S 275	76.55	23.85	0.59	13 G + 1.5V3	0.01	16 G + V2
9 poteau1_9	OK HEA 260	S 275	76.55	17.69	0.59	13 G + 1.5V3	0.01	16 G + V2
917 poteau1_917	OK HEA 260	S 275	53.58	17.69	0.57	12 G + 1.5 V2	0.00	15 G + V1
889 poteau1_889	OK HEA 260	S 275	53.58	17.69	0.56	12 G + 1.5 V2	0.00	15 G + V1
932 poteau1_932	OK HEA 260	S 275	53.58	17.69	0.54	13 G + 1.5V3	0.00	16 G + V2
168 poteau1_168	OK HEA 260	S 275	53.58	17.69	0.54	12 G + 1.5 V2	0.00	15 G + V1
934 poteau1_934	OK HEA 260	S 275	53.58	17.69	0.53	13 G + 1.5V3	0.00	16 G + V2
875 poteau1_875	OK HEA 260	S 275	53.58	17.69	0.52	12 G + 1.5 V2	0.00	15 G + V1
432 poteau1_432	OK HEA 260	S 275	53.58	17.69	0.51	12 G + 1.5 V2	0.00	15 G + V1
344 poteau1_344	OK HEA 260	S 275	53.58	17.69	0.50	12 G + 1.5 V2	0.00	15 G + V1
12 poteau1_12	OK HEA 260	S 275	53.58	17.69	0.48	12 G + 1.5 V2	0.00	15 G + V1
938 poteau1_938	OK HEA 260	S 275	53.58	23.85	0.47	13 G + 1.5V3	0.00	16 G + V2
936 poteau1_936	OK HEA 260	S 275	53.58	23.85	0.46	13 G + 1.5V3	0.00	17 G + V3
10 poteau1_10	OK HEA 260	S 275	76.55	17.69	0.46	13 G + 1.5V3	0.01	16 G + V2
946 poteau1_946	OK HEA 260	S 275	53.58	17.69	0.46	13 G + 1.5V3	0.00	17 G + V3
944 poteau1_944	OK HEA 260	S 275	53.58	17.69	0.43	13 G + 1.5V3	0.00	17 G + V3
942 poteau1_942	OK HEA 260	S 275	53.58	17.69	0.42	13 G + 1.5V3	0.00	17 G + V3
940 poteau1_940	OK HEA 260	S 275	53.58	17.69	0.34	13 G + 1.5V3	0.00	16 G + V2

Poteaux partie 2.

ANNEXES

Vérification des pannes :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
75 panne_75	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.81	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
60 panne_60	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.80	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
42 panne_42	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.80	12 G+1.5V11	0.04	15 G+S	0.28	17 G+V11
72 panne_72	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.80	12 G+1.5V11	0.04	15 G+S	0.28	17 G+V11
90 panne_90	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.79	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
40 panne_40	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.79	12 G+1.5V11	0.04	15 G+S	0.28	17 G+V11
70 panne_70	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.79	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
57 panne_57	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.79	12 G+1.5V11	0.04	15 G+S	0.28	17 G+V11
44 panne_44	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.79	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
87 panne_87	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.79	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
74 panne_74	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.79	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
59 panne_59	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.79	12 G+1.5V11	0.04	15 G+S	0.28	17 G+V11
55 panne_55	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.79	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
61 panne_61	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.79	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
46 panne_46	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.79	12 G+1.5V11	0.04	15 G+S	0.28	17 G+V11
85 panne_85	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.79	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
89 panne_89	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.79	12 G+1.5V11	0.04	15 G+S	0.28	17 G+V11
91 panne_91	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.79	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
76 panne_76	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.79	12 G+1.5V11	0.04	15 G+S	0.28	17 G+V11
53 panne_53	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.78	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
56 panne_56	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.78	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
39 panne_39	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.78	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
83 panne_83	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.78	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
69 panne_69	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.78	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
47 panne_47	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.78	12 G+1.5V11	0.04	15 G+S	0.28	17 G+V11
77 panne_77	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.78	12 G+1.5V11	0.04	15 G+S	0.28	17 G+V11
68 panne_68	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.78	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
38 panne_38	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.78	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
43 panne_43	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.78	12 G+1.5V11	0.04	15 G+S	0.28	17 G+V11
73 panne_73	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.78	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
86 panne_86	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.78	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
92 panne_92	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.78	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
58 panne_58	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.78	12 G+1.5V11	0.04	15 G+S	0.28	17 G+V11
88 panne_88	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.78	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
62 panne_62	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.78	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
84 panne_84	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.78	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
54 panne_54	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.78	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.28	17 G+V11
37 panne_37	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.71	12 G+1.5V11	0.04	15 G+S	0.25	17 G+V11
67 panne_67	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.71	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.25	17 G+V11
52 panne_52	 IPE 180	S 275	67.42	243.65	0.71	12 G+1.5V11	0.04	14 G+Q	0.25	17 G+V11

Pannes partie 1.

ANNEXES

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
686 panne_686	IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.92	12 G + 1.5 V2	1.00	1*3	0.93	1*4
597 panne_597	IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.92	12 G + 1.5 V2	1.00	1*3	0.93	1*4
693 panne_693	IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.91	12 G + 1.5 V2	0.98	1*3	0.91	1*4
604 panne_604	IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.91	12 G + 1.5 V2	0.98	1*3	0.91	1*4
692 panne_692	IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.91	12 G + 1.5 V2	0.98	1*3	0.91	1*4
603 panne_603	IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.91	12 G + 1.5 V2	0.98	1*3	0.91	1*4
694 panne_694	IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.91	12 G + 1.5 V2	0.98	1*3	0.91	1*4
605 panne_605	IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.91	12 G + 1.5 V2	0.98	1*3	0.91	1*4
691 panne_691	IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.91	12 G + 1.5 V2	0.98	1*3	0.91	1*4
602 panne_602	IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.91	12 G + 1.5 V2	0.98	1*3	0.91	1*4
688 panne_688	IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.91	12 G + 1.5 V2	0.98	1*3	0.91	1*4
599 panne_599	IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.91	12 G + 1.5 V2	0.98	1*3	0.91	1*4
687 panne_687	IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.91	12 G + 1.5 V2	0.98	1*3	0.91	1*4
598 panne_598	IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.91	12 G + 1.5 V2	0.98	1*3	0.91	1*4
689 panne_689	IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.91	12 G + 1.5 V2	0.98	1*3	0.91	1*4
600 panne_600	IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.91	12 G + 1.5 V2	0.98	1*3	0.91	1*4
685 panne_685	IPE 240	S 275	100.26	371.38	0.91	12 G + 1.5 V2	0.98	1*3	0.91	1*4
596 panne_596	IPE 240	S 275	100.26	371.38	0.91	12 G + 1.5 V2	0.98	1*3	0.91	1*4
601 panne_601	IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.91	12 G + 1.5 V2	0.98	1*3	0.91	1*4
690 panne_690	IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.91	12 G + 1.5 V2	0.98	1*3	0.91	1*4
684 panne_684	IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.81	12 G + 1.5 V2	0.87	1*3	0.81	1*4
595 panne_595	IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.81	12 G + 1.5 V2	0.87	1*3	0.81	1*4
606 panne_606	IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.75	12 G + 1.5 V2	0.81	1*3	0.76	1*4
695 panne_695	IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.75	12 G + 1.5 V2	0.81	1*3	0.76	1*4
540 panne_540	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.64	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
526 panne_526	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.64	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
573 panne_573	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.64	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
559 panne_559	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.63	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
569 panne_569	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.63	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
555 panne_555	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.63	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
536 panne_536	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.62	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
522 panne_522	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.62	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
539 panne_539	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.61	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
541 panne_541	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.61	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
525 panne_525	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.61	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
527 panne_527	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.61	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
572 panne_572	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.61	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
574 panne_574	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.61	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
558 panne_558	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.61	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
560 panne_560	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.61	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4

Pannes partie 2

568 panne_568	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.61	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
535 panne_535	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.61	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
554 panne_554	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.61	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
521 panne_521	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.61	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
570 panne_570	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.61	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
556 panne_556	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.61	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
537 panne_537	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.61	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
523 panne_523	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.61	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
524 panne_524	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.60	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
538 panne_538	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.60	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
528 panne_528	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.60	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
542 panne_542	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.60	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
561 panne_561	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.60	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
575 panne_575	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.60	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
571 panne_571	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.60	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
557 panne_557	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.60	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
562 panne_562	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.60	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
534 panne_534	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.60	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
567 panne_567	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.60	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
566 panne_566	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.60	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
520 panne_520	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.60	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
553 panne_553	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.60	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
519 panne_519	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.60	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
533 panne_533	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.60	12 G + 1.5 V2	0.59	1*3	0.58	1*4
548 panne_548	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.59	12 G + 1.5 V2	0.95	1*4	0.28	1*4
579 panne_579	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.58	12 G + 1.5 V2	0.95	1*4	0.28	1*4
578 panne_578	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.58	12 G + 1.5 V2	0.95	1*4	0.28	1*4
565 panne_565	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.55	12 G + 1.5 V2	0.54	1*3	0.53	1*4
532 panne_532	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.55	12 G + 1.5 V2	0.54	1*3	0.53	1*4
551 panne_551	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.55	12 G + 1.5 V2	0.54	1*3	0.53	1*4
518 panne_518	IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.55	12 G + 1.5 V2	0.54	1*3	0.53	1*4
683	IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.54	12 G + 1.5 V2	0.57	1*3	0.53	1*4
608	IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.54	12 G + 1.5 V2	0.57	1*3	0.53	1*4
674 panne_674	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.51	12 G + 1.5 V2	0.50	1*3	0.47	1*4
671 panne_671	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.51	12 G + 1.5 V2	0.50	1*3	0.47	1*4
582 panne_582	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.51	12 G + 1.5 V2	0.50	1*3	0.47	1*4
585 panne_585	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.51	12 G + 1.5 V2	0.50	1*3	0.47	1*4
586 panne_586	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.51	12 G + 1.5 V2	0.50	1*3	0.47	1*4
590 panne_590	IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.51	12 G + 1.5 V2	0.50	1*3	0.47	1*4

Pannes partie 3(1).

ANNEXES

679	panne_679		IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.51	12 G + 1.5 V2	0.50	1°3	0.47	1°4
675	panne_675		IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.51	12 G + 1.5 V2	0.50	1°3	0.47	1°4
587	panne_587		IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.51	12 G + 1.5 V2	0.50	1°3	0.47	1°4
680	panne_680		IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.51	12 G + 1.5 V2	0.50	1°3	0.47	1°4
584	panne_584		IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.51	12 G + 1.5 V2	0.50	1°3	0.47	1°4
678	panne_678		IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.51	12 G + 1.5 V2	0.50	1°3	0.47	1°4
672	panne_672		IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.51	12 G + 1.5 V2	0.50	1°3	0.47	1°4
673	panne_673		IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.51	12 G + 1.5 V2	0.50	1°3	0.47	1°4
676	panne_676		IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.51	12 G + 1.5 V2	0.50	1°3	0.47	1°4
591	panne_591		IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.51	12 G + 1.5 V2	0.50	1°3	0.47	1°4
677	panne_677		IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.51	12 G + 1.5 V2	0.50	1°3	0.47	1°4
589	panne_589		IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.51	12 G + 1.5 V2	0.50	1°3	0.47	1°4
588	panne_588		IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.51	12 G + 1.5 V2	0.50	1°3	0.47	1°4
583	panne_583		IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.51	12 G + 1.5 V2	0.50	1°3	0.47	1°4
576	panne_576		IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.50	12 G + 1.5 V2	0.49	1°3	0.48	1°4
529	panne_529		IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.50	12 G + 1.5 V2	0.49	1°3	0.48	1°4
562	panne_562		IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.50	12 G + 1.5 V2	0.49	1°3	0.48	1°4
543	panne_543		IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.50	12 G + 1.5 V2	0.49	1°3	0.48	1°4
696	panne_696		IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.47	12 G + 1.5 V2	0.48	1°3	0.45	1°4
607	panne_607		IPE 240	S 275	100.26	371.36	0.47	12 G + 1.5 V2	0.48	1°3	0.45	1°4
681	panne_681		IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.46	12 G + 1.5 V2	0.46	1°3	0.43	1°4
592	panne_592		IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.46	12 G + 1.5 V2	0.46	1°3	0.43	1°4
581	panne_581		IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.42	12 G + 1.5 V2	0.41	1°3	0.39	1°4
670	panne_670		IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.42	12 G + 1.5 V2	0.41	1°3	0.39	1°4
564	panne_564		IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.38	12 G + 1.5 V2	0.35	1°3	0.34	1°4
550	panne_550		IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.38	12 G + 1.5 V2	0.35	1°3	0.34	1°4
531	panne_531		IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.36	12 G + 1.5 V2	0.35	1°3	0.34	1°4
517	panne_517		IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.36	12 G + 1.5 V2	0.35	1°3	0.34	1°4
1085	panne_108		IPE 180	S 275	80.91	292.38	0.32	12 G + 1.5 V2	0.30	1°3	0.29	1°4
593			IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.30	12 G + 1.5 V2	0.29	1°3	0.27	1°4
682			IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.30	12 G + 1.5 V2	0.29	1°3	0.27	1°4
580	panne_580		IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.26	12 G + 1.5 V2	0.25	1°3	0.23	1°4
669	panne_669		IPE 240	S 275	80.21	297.09	0.26	12 G + 1.5 V2	0.25	1°3	0.23	1°4

Pannes partie 3 (2).

ANNEXES

Vérification des fermes :

505 treillis_505	OK	2 CAE 80x8	S 275	36.57	22.95	0.35	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
587 treillis_587	OK	2 CAE 90x9	S 275	54.91	35.08	0.35	11 G+1.5Vp	-	-	-	-
688 Poutre_688	OK	2 CAE 120x1	S 275	200.43	129.81	0.33	12 G+1.5VI1	0.09	17 G+VI1	0.02	17 G+VI1
683 Poutre_683	OK	2 CAE 120x1	S 275	233.85	151.45	0.33	12 G+1.5VI1	0.08	17 G+VI1	0.03	17 G+VI1
479 treillis_479	OK	2 CAE 80x8	S 275	34.30	21.53	0.33	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
680 Poutre_680	OK	2 CAE 120x1	S 275	143.60	93.01	0.32	12 G+1.5VI1	0.01	17 G+VI1	0.02	17 G+VI1
482 treillis_482	OK	2 CAE 80x8	S 275	41.46	26.02	0.31	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
481 treillis_481	OK	2 CAE 80x8	S 275	38.97	24.46	0.31	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
507 treillis_507	OK	2 CAE 80x8	S 275	41.46	26.02	0.31	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
687 Poutre_687	OK	2 CAE 120x1	S 275	143.60	93.01	0.31	9 1.35G+1.5Q	0.01	17 G+VI1	0.02	17 G+VI1
533 treillis_533	OK	2 CAE 80x8	S 275	32.19	20.20	0.31	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
480 treillis_480	OK	2 CAE 80x8	S 275	36.57	22.95	0.30	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
470 treillis_470	OK	2 CAE 90x9	S 275	38.02	24.29	0.30	11 G+1.5Vp	-	-	-	-
497 treillis_497	OK	2 CAE 90x9	S 275	38.02	24.29	0.30	11 G+1.5Vp	-	-	-	-
508 treillis_508	OK	2 CAE 80x8	S 275	44.05	27.65	0.30	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
468 treillis_468	OK	2 CAE 90x9	S 275	32.39	20.69	0.29	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
489 treillis_489	OK	2 CAE 80x8	S 275	60.74	38.12	0.28	11 G+1.5Vp	-	-	-	-
514 treillis_514	OK	2 CAE 80x8	S 275	60.74	38.12	0.28	11 G+1.5Vp	-	-	-	-
679 Poutre_679	OK	2 CAE 120x1	S 275	233.91	151.49	0.28	12 G+1.5VI1	0.02	17 G+VI1	0.03	17 G+VI1
695 Poutre_695	OK	2 CAE 120x1	S 275	143.60	93.01	0.27	12 G+1.5VI1	0.02	17 G+VI1	0.01	17 G+VI1
694 Poutre_694	OK	2 CAE 120x1	S 275	143.60	93.01	0.27	12 G+1.5VI1	0.02	17 G+VI1	0.01	17 G+VI1
509 treillis_509	OK	2 CAE 80x8	S 275	46.71	29.32	0.27	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
483 treillis_483	OK	2 CAE 80x8	S 275	44.05	27.65	0.26	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
685 Poutre_685	OK	2 CAE 120x1	S 275	143.60	93.01	0.26	12 G+1.5VI1	0.02	17 G+VI1	0.02	17 G+VI1
684 Poutre_684	OK	2 CAE 120x1	S 275	143.60	93.01	0.25	12 G+1.5VI1	0.02	17 G+VI1	0.02	17 G+VI1
676 Poutre_676	OK	2 CAE 120x1	S 275	200.49	129.85	0.25	12 G+1.5VI1	0.02	17 G+VI1	0.02	17 G+VI1
520 treillis_520	OK	2 CAE 90x9	S 275	21.12	13.49	0.25	9 1.35G+1.5Q	-	-	-	-
614 treillis_614	OK	2 CAE 80x8	S 275	34.30	21.53	0.25	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
696 Poutre_696	OK	2 CAE 120x1	S 275	143.60	93.01	0.25	12 G+1.5VI1	0.01	16 G+Vp	0.02	17 G+VI1
546 treillis_546	OK	2 CAE 90x9	S 275	21.12	13.49	0.25	9 1.35G+1.5Q	-	-	-	-
691 Poutre_691	OK	2 CAE 120x1	S 275	143.60	93.01	0.24	12 G+1.5VI1	0.01	16 G+Vp	0.01	17 G+VI1
484 treillis_484	OK	2 CAE 80x8	S 275	46.71	29.32	0.24	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
686 Poutre_686	OK	2 CAE 120x1	S 275	143.60	93.01	0.23	12 G+1.5VI1	0.01	17 G+VI1	0.02	17 G+VI1
491 treillis_491	OK	2 CAE 90x9	S 275	21.12	13.49	0.23	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
464 treillis_464	OK	2 CAE 90x9	S 275	21.12	13.49	0.23	10 1.35G+1.5S	-	-	-	-
697 Poutre_697	OK	2 CAE 120x1	S 275	143.60	93.01	0.22	9 1.35G+1.5Q	0.01	16 G+Vp	0.02	17 G+VI1
575 treillis_575	OK	2 CAE 90x9	S 275	21.12	13.49	0.22	9 1.35G+1.5Q	-	-	-	-
681 Poutre_681	OK	2 CAE 120x1	S 275	143.60	93.01	0.22	12 G+1.5VI1	0.01	17 G+VI1	0.02	17 G+VI1
601 treillis_601	OK	2 CAE 90x9	S 275	21.12	13.49	0.22	10 1.35G+1.5S	-	-	-	-

Fermes partie1.

ANNEXES

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
476 treillis_476	2 CAE 90x9	S 275	54.91	35.08	0.95	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
677 Poutre_677	2 CAE 120x1	S 275	233.85	151.45	0.88	11 G+1.5Vp	0.09	17 G+VI1	0.04	17 G+VI1
678 Poutre_678	2 CAE 120x1	S 275	200.43	129.81	0.88	11 G+1.5Vp	0.10	17 G+VI1	0.03	17 G+VI1
675 Poutre_675	2 CAE 120x1	S 275	143.60	93.01	0.74	12 G+1.5VI1	0.16	17 G+VI1	0.01	17 G+VI1
486 treillis_486	2 CAE 80x8	S 275	52.20	32.76	0.66	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
511 treillis_511	2 CAE 80x8	S 275	52.20	32.76	0.66	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
472 treillis_472	2 CAE 90x9	S 275	43.65	27.89	0.65	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
499 treillis_499	2 CAE 90x9	S 275	43.65	27.89	0.64	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
473 treillis_473	2 CAE 90x9	S 275	46.47	29.68	0.64	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
487 treillis_487	2 CAE 80x8	S 275	55.01	34.53	0.62	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
503 treillis_503	2 CAE 80x8	S 275	32.19	20.20	0.61	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
500 treillis_500	2 CAE 90x9	S 275	46.47	29.68	0.60	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
510 treillis_510	2 CAE 80x8	S 275	49.43	31.02	0.60	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
512 treillis_512	2 CAE 80x8	S 275	55.01	34.53	0.60	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
478 treillis_478	2 CAE 80x8	S 275	32.19	20.20	0.59	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
471 treillis_471	2 CAE 90x9	S 275	40.84	26.09	0.58	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
498 treillis_498	2 CAE 90x9	S 275	40.84	26.09	0.57	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
485 treillis_485	2 CAE 80x8	S 275	49.43	31.02	0.56	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
532 treillis_532	2 CAE 90x9	S 275	54.91	35.08	0.53	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
474 treillis_474	2 CAE 90x9	S 275	49.29	31.48	0.52	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
501 treillis_501	2 CAE 90x9	S 275	49.29	31.48	0.50	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
513 treillis_513	2 CAE 80x8	S 275	57.86	36.31	0.48	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
488 treillis_488	2 CAE 80x8	S 275	57.86	36.31	0.42	11 G+1.5Vp	-	-	-	-
613 treillis_613	2 CAE 80x8	S 275	32.19	20.20	0.40	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
475 treillis_475	2 CAE 90x9	S 275	52.10	33.28	0.39	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
504 treillis_504	2 CAE 80x8	S 275	34.30	21.53	0.38	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
690 Poutre_690	2 CAE 120x1	S 275	143.60	93.01	0.37	12 G+1.5VI1	0.01	16 G+Vp	0.01	17 G+VI1
588 treillis_588	2 CAE 80x8	S 275	32.19	20.20	0.37	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
502 treillis_502	2 CAE 90x9	S 275	52.10	33.28	0.36	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
558 treillis_558	2 CAE 80x8	S 275	32.19	20.20	0.35	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
506 treillis_506	2 CAE 80x8	S 275	38.97	24.46	0.35	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
505 treillis_505	2 CAE 80x8	S 275	36.57	22.95	0.35	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
587 treillis_587	2 CAE 90x9	S 275	54.91	35.08	0.35	11 G+1.5Vp	-	-	-	-
688 Poutre_688	2 CAE 120x1	S 275	200.43	129.81	0.33	12 G+1.5VI1	0.09	17 G+VI1	0.02	17 G+VI1
683 Poutre_683	2 CAE 120x1	S 275	233.85	151.45	0.33	12 G+1.5VI1	0.08	17 G+VI1	0.03	17 G+VI1
479 treillis_479	2 CAE 80x8	S 275	34.30	21.53	0.33	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
680 Poutre_680	2 CAE 120x1	S 275	143.60	93.01	0.32	12 G+1.5VI1	0.01	17 G+VI1	0.02	17 G+VI1
482 treillis_482	2 CAE 80x8	S 275	41.46	26.02	0.31	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
481 treillis_481	2 CAE 80x8	S 275	38.97	24.46	0.31	12 G+1.5VI1	-	-	-	-
507 treillis_507	2 CAE 80x8	S 275	41.46	26.02	0.31	12 G+1.5VI1	-	-	-	-

Fermes partie2.

ANNEXES

478 ferme_478	OK	2 CAE 90x9	S 275	54.91	35.08	0.31	12 G + 1.5 V2
467 ferme_467	OK	2 CAE 90x9	S 275	23.93	15.29	0.30	12 G + 1.5 V2
292 ferme_292	OK	2 CAE 90x9	S 275	26.75	17.09	0.29	12 G + 1.5 V2
379 ferme_379	OK	2 CAE 90x9	S 275	23.93	15.29	0.29	12 G + 1.5 V2
204 ferme_204	OK	2 CAE 90x9	S 275	26.75	17.09	0.29	12 G + 1.5 V2
489 ferme_489	OK	2 CAE 90x9	S 275	23.93	15.29	0.28	12 G + 1.5 V2
312 ferme_312	OK	2 CAE 90x9	S 275	26.75	17.09	0.27	12 G + 1.5 V2
390 ferme_390	OK	2 CAE 90x9	S 275	54.91	35.08	0.27	12 G + 1.5 V2
224	OK	2 CAE 90x9	S 275	26.75	17.09	0.27	12 G + 1.5 V2
401 ferme_401	OK	2 CAE 90x9	S 275	23.93	15.29	0.26	12 G + 1.5 V2
114 ferme_114	OK	2 CAE 90x9	S 275	21.12	13.49	0.25	12 G + 1.5 V2
293 ferme_293	OK	2 CAE 90x9	S 275	29.57	18.89	0.25	12 G + 1.5 V2
205 ferme_205	OK	2 CAE 90x9	S 275	29.57	18.89	0.24	12 G + 1.5 V2
468 ferme_468	OK	2 CAE 90x9	S 275	26.75	17.09	0.23	12 G + 1.5 V2
380 ferme_380	OK	2 CAE 90x9	S 275	26.75	17.09	0.23	12 G + 1.5 V2
223	OK	2 CAE 90x9	S 275	29.57	18.89	0.23	12 G + 1.5 V2
311 ferme_311	OK	2 CAE 90x9	S 275	29.57	18.89	0.23	12 G + 1.5 V2
138	OK	2 CAE 90x9	S 275	21.12	13.49	0.23	12 G + 1.5 V2
488 ferme_488	OK	2 CAE 90x9	S 275	26.75	17.09	0.22	12 G + 1.5 V2
400 ferme_400	OK	2 CAE 90x9	S 275	26.75	17.09	0.21	12 G + 1.5 V2
115 ferme_115	OK	2 CAE 90x9	S 275	23.93	15.29	0.21	12 G + 1.5 V2
469 ferme_469	OK	2 CAE 90x9	S 275	29.57	18.89	0.20	12 G + 1.5 V2
487 ferme_487	OK	2 CAE 90x9	S 275	29.57	18.89	0.19	12 G + 1.5 V2
381 ferme_381	OK	2 CAE 90x9	S 275	29.57	18.89	0.19	12 G + 1.5 V2
137	OK	2 CAE 90x9	S 275	23.93	15.29	0.19	12 G + 1.5 V2
126 ferme_126	OK	2 CAE 90x9	S 275	54.91	35.08	0.19	12 G + 1.5 V2
294 ferme_294	OK	2 CAE 90x9	S 275	32.38	20.69	0.17	12 G + 1.5 V2
116 ferme_116	OK	2 CAE 90x9	S 275	26.75	17.09	0.17	12 G + 1.5 V2
206 ferme_206	OK	2 CAE 90x9	S 275	32.38	20.69	0.17	12 G + 1.5 V2
399 ferme_399	OK	2 CAE 90x9	S 275	29.57	18.89	0.17	12 G + 1.5 V2
310 ferme_310	OK	2 CAE 90x9	S 275	32.38	20.69	0.16	12 G + 1.5 V2
222	OK	2 CAE 90x9	S 275	32.38	20.69	0.16	12 G + 1.5 V2
136	OK	2 CAE 90x9	S 275	26.75	17.09	0.15	12 G + 1.5 V2
215 ferme_215	OK	2 CAE 90x9	S 275	52.10	33.28	0.15	12 G + 1.5 V2
303 ferme_303	OK	2 CAE 90x9	S 275	52.10	33.28	0.15	12 G + 1.5 V2
213 ferme_213	OK	2 CAE 90x9	S 275	52.10	33.28	0.14	12 G + 1.5 V2
470 ferme_470	OK	2 CAE 90x9	S 275	32.38	20.69	0.14	12 G + 1.5 V2
117 ferme_117	OK	2 CAE 90x9	S 275	29.57	18.89	0.14	12 G + 1.5 V2
382 ferme_382	OK	2 CAE 90x9	S 275	32.38	20.69	0.14	12 G + 1.5 V2

Fermes partie3.

Annexe C

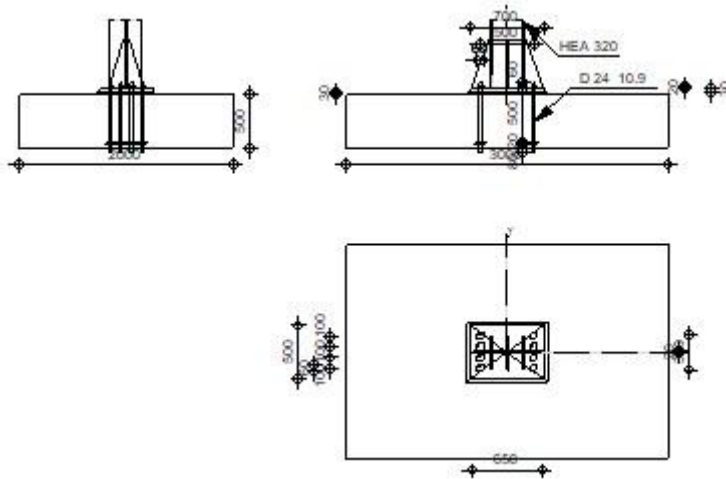
Pied de poteau encastré



Robot Structural Analysis Professional 2024

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio
0,93

GENERAL

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 52

Barres de la structure: 25

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 26 0

Barre N°: 25

$L_c = 12,00$ [m] Longueur du poteau
 $a = 0,00$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 310$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 12436,80$ [mm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 229286000,00$ [mm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 275

 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance $f_{uc} = 430,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 700$ [mm] Longueur

$b_{pd} = 500$ [mm] Largeur

$t_{pd} = 30$ [mm] Epaisseur

Matériau: S 275

$f_{ypd} = 275,00$ [MPa] Résistance

$f_{upd} = 430,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCORAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 24$ [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 353,00$ [mm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 452,39$ [mm²] Aire de la section du boulon

$n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 4$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 500$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 100;100$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]

$L_2 = 500$ [mm]

$L_3 = 80$ [mm]

Plaque d'ancrage

$l_p = 100$ [mm] Longueur

$b_p = 100$ [mm] Largeur

$t_p = 20$ [mm] Epaisseur

Matériau: S 275

$f_y = 275,00$ [MPa] Résistance

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 20$ [mm] Epaisseur

RAIDISSEUR

$l_s = 650$ [mm] Longueur

$w_s = 330$ [mm] Largeur

$h_s = 450$ [mm] Hauteur

$t_s = 20$ [mm] Epaisseur

$d_1 = 20$ [mm] Grugeage

$d_2 = 20$ [mm] Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$g_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$g_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$g_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel
 $g_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 3000$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 2000$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 500$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe C30/37

$f_{ck} = 30,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage
 $f_{ck,g} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression
 $C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 8$ [mm] Plaque principale du pied de poteau
 $a_s = 8$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 11: $G+1.5V_p$ $1*1.00+3*1.50$

$N_{j,Ed} = -95633,32$ [daN] Effort axial
 $V_{j,Ed,y} = -21664,74$ [daN] Effort tranchant
 $V_{j,Ed,z} = -6544,14$ [daN] Effort tranchant
 $M_{j,Ed,y} = 5511,67$ [daN*m] Moment fléchissant
 $M_{j,Ed,z} = -1381,74$ [daN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 20,00$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
 $f_j = 24,69$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]
 $c = t_p \ddot{O}(f_{yp}/(3*f_j*g_{M0}))$
 $c = 58$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]
 $b_{eff} = 131$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]
 $l_{eff} = 416$ [mm] Longueur effective de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$c = 58$	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$A_{c0} = 54492,65$	[mm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} = 360148,50$	[mm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \ddot{O}(A_{c1}/A_{c0}) \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$			
$F_{rd,u} = 280181,70$	[daN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$b_j = 0,67$		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = b_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$			
$f_{jd} = 34,28$	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} = 190996,06$	[mm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} = 73097,92$	[mm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} = 75162,34$	[mm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$			
$F_{c,Rd,n} = 654688,91$	[daN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 250562,23$	[daN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 257638,55$	[daN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION			
$CL = 3,00$		Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{el,y} = \frac{1961712,8}{2}$	[mm ³]	Facteur élastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 53947,10$	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 363$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} = 148700,27$	[daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{el,z} = 758824,25$	[mm ³]	Facteur élastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 20867,67$	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} = 193$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z} = 108189,25$	[daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE			
$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} = 654688,91$	[daN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{c,Rd,y} = 148700,27$	[daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{c,Rd,z} = 108189,25$	[daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE			
$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	(6.24)	0,15 < 1,00	vérifié (0,15)

$e_y =$	58	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	181	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	250	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 13007,44$ [daN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]				

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0,42 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,42)$$

$e_z =$	14	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,z} =$	96	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} =$	150	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 2718,95$ [daN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]				

$$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0,51 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,51)$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,93 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,93)$$

CISAILEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$a_{d,y} = 1,28$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$a_{b,y} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * a_{b,y} * f_{up} * d * t_p / g_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 61920,00$$
 [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$a_{d,z} = 1,28$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$a_{b,z} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * a_{b,z} * f_{up} * d * t_p / g_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 61920,00$$
 [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$a_b = 0,25$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 452,39$ [mm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 1000,00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$g_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = a_b * f_{ub} * A_{vb} / g_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 8975,40$$
 [daN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 95633,32$ [daN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 28690,00$ [daN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 100493,23$$
 [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,22 < 1,00$	vérifié	(0,22)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 100493,23$ [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement			
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,07 < 1,00$	vérifié	(0,07)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,28 < 1,00$	vérifié	(0,28)
CONTROLE DES RAIDISSEURS			
Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)			
$M_1 = 2817,53$ [daN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 28897,71$ [daN]	Effort tranchant du raidisseur		
$z_s = 105$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = \frac{47700000}{0,00}$ [mm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$s_d = 4,43$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$s_g = 22,15$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$t = 32,11$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$s_z = 55,79$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\max(s_g, t / (0,58), s_z) / (f_{yp}/g_{M0}) \leq 1,0$ (6.1)		$0,20 < 1,00$	vérifié (0,20)
Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)			
$M_1 = 3531,29$ [daN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 32351,63$ [daN]	Effort tranchant du raidisseur		
$z_s = 177$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = \frac{32111810}{3,93}$ [mm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$s_d = 16,14$ [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$s_g = 33,34$ [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$t = 35,95$ [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$s_z = 64,32$ [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]	
$\max(s_g, t / (0,58), s_z) / (f_{yp}/g_{M0}) \leq 1,0$ (6.1)		$0,23 < 1,00$	vérifié (0,23)
SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE			
$s^\wedge = 38,12$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]	
$t^\wedge = 38,12$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]	
$t_{yII} = -14,99$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]	
$t_{zII} = -6,61$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]	
$b_w = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]	

$s_{\wedge} / (0.9 \cdot f_u / g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,12 < 1,00	vérifié (0,12)
$\ddot{O}(s_{\wedge}^2 + 3.0 (t_{yII}^2 + t_{\wedge}^2)) / (f_u / (b_w \cdot g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,20 < 1,00	vérifié (0,20)
$\ddot{O}(s_{\wedge}^2 + 3.0 (t_{zII}^2 + t_{\wedge}^2)) / (f_u / (b_w \cdot g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,15 < 1,00	vérifié (0,15)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$s_{\wedge} = 36,89$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$t_{\wedge} = 36,89$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$t_{II} = 40,14$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$s_z = 101,38$ [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$b_w = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (s_{\wedge}, t_{II} \cdot \ddot{O}3, s_z) / (f_u / (b_w \cdot g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,25 < 1,00	vérifié (0,25)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$s_{\wedge} = 46,24$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$t_{\wedge} = 46,24$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$t_{II} = 44,93$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$s_z = 120,87$ [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$b_w = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (s_{\wedge}, t_{II} \cdot \ddot{O}3, s_z) / (f_u / (b_w \cdot g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,30 < 1,00	vérifié (0,30)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$s_{\wedge} = 75,12$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$t_{\wedge} = 75,12$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$t_{II} = 36,12$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$s_z = 162,75$ [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$b_w = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (s_{\wedge}, t_{II} \cdot \ddot{O}3, s_z) / (f_u / (b_w \cdot g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,40 < 1,00	vérifié (0,40)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (au milieu de l'âme du poteau)

$s_{\wedge} = 89,08$ [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$t_{\wedge} = 89,08$ [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$t_{II} = 37,71$ [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$s_z = 189,76$ [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$b_w = 0,85$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (s_{\wedge}, t_{II} \cdot \ddot{O}3, s_z) / (f_u / (b_w \cdot g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,47 < 1,00	vérifié (0,47)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 131$ [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 416$ [mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c \cdot \ddot{O}(b_{eff} \cdot l_{eff}) / (1.275 \cdot E)$		
$k_{13,y} = 29$ [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 250$ [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 86$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$		

$k_{15,y} = 9$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 284$ [mm] Longueur effective du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$

$k_{16,y} = 2$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$l_{0,y} = 1,02$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 39760831,13$ [daN*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12]

$S_{j,rig,y} = 2909945,67$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y}^3 S_{j,rig,y}$ RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c \cdot \ddot{O}(A_{c,z}) / (1.275 \cdot E)$

$k_{13,z} = 34$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 649$ [mm] Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 131$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$k_{15,z} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$

$k_{15,z} = 7$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 284$ [mm] Longueur effective du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$

$k_{16,z} = 2$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$l_{0,z} = 1,84$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z} = 13199377,03$ [daN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z} = 2300759,80$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,z}^3 S_{j,rig,z}$ RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AILE DU POTEAU EN COMPRESSION

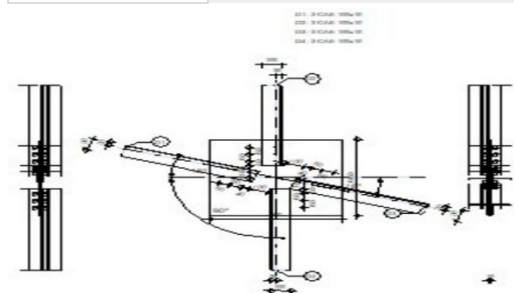
REMARQUES

Epaisseur de la soudure de l'âme < 3 mm 20 [mm] >= 15 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,93
--	-------	------

Gousset diagonale

	Robot Structural Analysis Professional 2024 Calcul de l'assemblage au gousset NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	OK
		Ratio 0,39



Général

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 28
 Barres de la structure: 261, 21, 23, 22,

Géométrie

Barres

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
Barre N°:		261	21	23	22		
Profilé:		2 CAE 100x10	2 CAE 100x10	2 CAE 100x10	2 CAE 100x10		
	h	100	100	100	100		mm
	b _f	100	100	100	100		mm
	t _w	10	10	10	10		mm
	t _f	10	10	10	10		mm
	r	12	12	12	12		mm
	A	3830,90	3830,90	3830,90	3830,90		mm ²
Matériau:		S 275	S 275	S 275	S 275		
	f _y	275,00	275,00	275,00	275,00		MPa
	f _u	430,00	430,00	430,00	430,00		MPa
Angle	a	18,49	90,00	18,49	90,00		Deg
Longueur	l	0,00	0,00	0,00	0,00		m

Boulons

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8

Classe du boulon

d = 16 [mm] Diamètre du boulon

d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon

A_s = 157,00 [mm²] Aire de la section efficace du boulon

A_v = 201,06 [mm²] Aire de la section du boulon

f_{yb} = 640,00 [MPa] Limite de plasticité

f_{ub} = 800,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction

n = 3 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons

60;60 [mm]

e₁ = 40 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre

e₂ = 30 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

e_c = 100 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8

Classe du boulon

d = 16 [mm] Diamètre du boulon

d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon

Classe = 8.8	Classe du boulon
$A_s = 157,00 \text{ [mm}^2\text{]}$	Aire de la section efficace du boulon
$A_v = 201,06 \text{ [mm}^2\text{]}$	Aire de la section du boulon
$f_{yb} = 640,00 \text{ [MPa]}$	Limite de plasticité
$f_{ub} = 800,00 \text{ [MPa]}$	Résistance du boulon à la traction
$n = 3$	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60 [mm]	
$e_1 = 40 \text{ [mm]}$	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
$e_2 = 30 \text{ [mm]}$	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
$e_c = 100 \text{ [mm]}$	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8	Classe du boulon
$d = 16 \text{ [mm]}$	Diamètre du boulon
$d_0 = 18 \text{ [mm]}$	Diamètre du trou de boulon
$A_s = 157,00 \text{ [mm}^2\text{]}$	Aire de la section efficace du boulon
$A_v = 201,06 \text{ [mm}^2\text{]}$	Aire de la section du boulon
$f_{yb} = 640,00 \text{ [MPa]}$	Limite de plasticité
$f_{ub} = 800,00 \text{ [MPa]}$	Résistance du boulon à la traction
$n = 3$	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60 [mm]	
$e_1 = 40 \text{ [mm]}$	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
$e_2 = 30 \text{ [mm]}$	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
$e_c = 100 \text{ [mm]}$	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8	Classe du boulon
$d = 16 \text{ [mm]}$	Diamètre du boulon
$d_0 = 18 \text{ [mm]}$	Diamètre du trou de boulon
$A_s = 157,00 \text{ [mm}^2\text{]}$	Aire de la section efficace du boulon
$A_v = 201,06 \text{ [mm}^2\text{]}$	Aire de la section du boulon
$f_{yb} = 640,00 \text{ [MPa]}$	Limite de plasticité
$f_{ub} = 800,00 \text{ [MPa]}$	Résistance du boulon à la traction
$n = 3$	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons 60;60 [mm]	
$e_1 = 40 \text{ [mm]}$	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
$e_2 = 30 \text{ [mm]}$	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
$e_c = 100 \text{ [mm]}$	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Gousset

$l_p = 660 \text{ [mm]}$	Longueur de la platine
$h_p = 660 \text{ [mm]}$	Hauteur de la platine

$l_p = 660$ [mm] Longueur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_v = 330$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 330$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau S

u: 235

$f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

Coefficients de matériau

$g_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$g_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

Efforts

Cas: 11: $G+1.5V_p$ $1*1.00+3*1.50$

$N_{b1,Ed} = -10586,80$ [daN] Effort axial

$N_{b2,Ed} = 11753,79$ [daN] Effort axial

$N_{b3,Ed} = -10403,90$ [daN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = 11591,83$ [daN] Effort axial

Résultats

Barre 1

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 15441,5$ [daN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / g_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$a_{bx} = 0,7$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $a_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$	$0,74 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1x} = \frac{20385,1}{9}$ [daN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_{M2}$	
Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$a_{bz} = 0,56$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$a_{bz} = \min[e_2/(3 * d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$a_{bz} > 0.0$	$0,56 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1z} = \frac{15288,8}{9}$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_{M2}$	
Pression du boulon sur la platine			
Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$a_{bx} = 0,8$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$a_{bx} = \min[e_1/(3 * d_0), p_1/(3 * d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$a_{bx} > 0.0$	$0,86 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2x} = 9920$ [daN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_{M2}$	
Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$a_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$a_{bz} = \min[e_2/(3 * d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$a_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2z} = 11520,0$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_{M2}$	
Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons			
cisaillement des boulons			
$e = 2$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons		
$M_0 = -18,80$ [daN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b1,Ed} * e$	
$F_{NSd} = \frac{3528,9}{3}$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$	
$F_{MSd} = \frac{156,64}{3}$ [daN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / S_{xi}^2$	
$F_{x,Ed} = \frac{3528,9}{3}$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$	
$F_{z,Ed} = \frac{156,64}{3}$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$	

cisaillement des boulons

$e = 2$	[mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons		
$F_{Ed} = 3532,4$	[daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$	
$F_{Rdx} = 9920,0$	[daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$	
$F_{Rdz} = 11520,0$	[daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$	
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$ -3528,93 < 9920,00$	vérifié	(0,36)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$ -156,64 < 11520,00$	vérifié	(0,01)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$		$3532,41 < 15441,56$	vérifié	(0,23)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$b_3 = 0,57$		Coefficient de réduction		[Tableau 3.8]
$A = 1915,45$	[mm ²]	Aire de la section transversale de la cornière		
$A_{net} = 1735,45$	[mm ²]	Aire de la section nette		$A_{net} = A - d_0 * t_{f1}$
$N_{u,Rd} = 33829,7$	[daN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (b_3 * A_{net} * f_{u1}) / g_{M2}$	
$N_{pl,Rd} = 47407,3$	[daN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y1}) / g_{M2}$	
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$		$ -5293,40 < 33829,71$	vérifié	(0,16)
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$		$ -5293,40 < 47407,39$	vérifié	(0,11)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 610,00$	[mm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 1150,0$	[mm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 28750,70$	[daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$	
$ 0.5 * N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$		$ -5293,40 < 28750,70$	vérifié	(0,18)

Barre 2

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 15441,5$	[daN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / g_{M2}$	
----------------------	-------	---	--	--

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$		Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$		$2,50 > 0,00$	vérifié	
$a_{bx} = 0,7$		Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$a_{bx} = \min[e_1/(3 * d_0), p_1/(3 * d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$a_{bx} > 0.0$		$0,74 > 0,00$	vérifié	

$F_{b,Rd1x}$ 20385, [da N] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x}=k_{1x}*a_{bx}*f_u*d*t_i/g_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z}=\min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$a_{bz} = 0,56$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bz}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bz} > 0.0$ 0,56 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 15288,89$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z}=k_{1z}*a_{bz}*f_u*d*t_i/g_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$a_{bx} = 0,8$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $a_{bx}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$ 0,86 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd2x}$ 9920, [da N] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x}=k_1*a_b*f_u*d*t_i/g_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z}=\min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$a_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bz}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bz} > 0.0$ 1,00 > 0,00 **vérifié**

$F_{b,Rd2z}$ 11520,0 [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z}=k_{1z}*a_{bz}*f_u*d*t_i/g_{M2}$

Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

cisaillement des boulons

$e = 2$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = 20,87$ [daN*m] Moment fléchissant réel $M_0=N_{b2,Ed}*e$

$F_{NSd} = 3917,93$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b2,Ed}/n$

$F_{MSd} = 173,90$ [daN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd}=M_0*x_{max}/S_{Xi}^2$

$F_{x,Ed} = 3917,93$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 173,90$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 3921,79$ [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 9920,00$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx}=\min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$e = 2$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$F_{Rdz} = \frac{1152}{0,00}$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 3917,93 < 9920,00$	vérifié (0,39)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 173,90 < 11520,00$	vérifié (0,02)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$3921,79 < 15441,56$	vérifié (0,25)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$b_3 = 0,57$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A = 1915,45$ [mm ²]	Aire de la section transversale de la cornière	
$A_{net} = 1735,45$ [mm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_{f2}$
$N_{u,Rd} = 33829,71$ [daN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (b_3 * A_{net} * f_{u2}) / g_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 47407,39$ [daN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y2}) / g_{M2}$
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 5876,89 < 33829,71$	vérifié (0,17)
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 5876,89 < 47407,39$	vérifié (0,12)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 610,00$ [m ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 1150,0$ [m ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = \frac{28750}{70}$ [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$
$ 0.5 * N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 5876,89 < 28750,70$	vérifié (0,20)

Barre 3

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = \frac{15441,5}{6}$ [daN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / g_{M2}$
--------------------------------------	---	--

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$a_{bx} = 0,7$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$a_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{bx} > 0.0$	$0,74 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd1x} = \frac{20385}{19}$ [daN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_{M2}$
---------------------------------------	--	---

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$a_{bz} = 0,56$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$a_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{bz} > 0.0$	$0,56 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd1z} = 15288,89$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1 = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$a_{bx} = 0,8$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $a_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 9920,00$ [daN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 * a_b * f_u * d * t_i / g_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$a_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 11520,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons cisaillement des boulons

$e = 2$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = -18,47$ [daN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b3,Ed} * e$

$F_{NSd} = -3467,97$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$

$F_{MSd} = -153,93$ [daN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd} = M_0 * x_{max} / S_{xi}^2$

$F_{x,Ed} = -3467,97$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = -153,93$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 3471,38$ [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 9920,00$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 11520,00$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|-3467,97| < 9920,00$ **vérifié** (0,35)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|-153,93| < 11520,00$ **vérifié** (0,01)

$F_{Ed} \leq F_{vRd}$ $3471,38 < 15441,56$ **vérifié** (0,22)

Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$b_3 = 0,57$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A = 1915,45 \text{ [mm}^2\text{]}$	Aire de la section transversale de la cornière	
$A_{net} = 1735,45 \text{ [mm}^2\text{]}$	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_{f3}$
$N_{u,Rd} = 33829,71 \text{ [daN]}$	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (b_3 * A_{net} * f_{u3}) / g_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 47407,39 \text{ [daN]}$	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y3}) / g_{M2}$

$$|0.5 * N_{b3,Ed}| \leq N_{u,Rd} \quad |-5201,95| < 33829,71 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

$$|0.5 * N_{b3,Ed}| \leq N_{pl,Rd} \quad |-5201,95| < 47407,39 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 610,00 \text{ [mm}^2\text{]}$	Aire nette de la zone de la section en traction
$A_{nv} = 1150,0 \text{ [mm}^2\text{]}$	Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 28750, [daN]$	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$
----------------------------	--	--

$$|0.5 * N_{b3,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |-5201,95| < 28750,70 \quad \text{vérifié} \quad (0,18)$$

Barre 4

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 15441,5 \text{ [daN]}$	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / g_{M2}$
------------------------------------	---	--

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
-----------------	--	---

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$a_{bx} = 0,7$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$a_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
----------------	---	---

$$a_{bx} > 0.0 \quad 0,74 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rd1x} = 20385, [daN]$	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_{M2}$
-----------------------------	--	---

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
-----------------	--	--

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$a_{bz} = 0,56$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$a_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
-----------------	--	---

$$a_{bz} > 0.0 \quad 0,56 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rd1z} = 15288,8 \text{ [daN]}$	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_{M2}$
--------------------------------------	---	---

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1=\min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$		
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$a_{bx} = 0,8$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons		
$= 6$	$a_{bx}=\min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$		
$a_{bx} > 0.0$	$0,86 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2x} = 9920,00$ [daN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou		$F_{b,Rd2x}=k_1*a_b*f_u*d*t_i/g_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z}=\min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$		
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$a_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bz}=\min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$		
$a_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2z} = 11520,00$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z}=k_{1z}*a_{bz}*f_u*d*t_i/g_{M2}$
Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons			
cisaillement des boulons			
$e = 2$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons		
$M_0 = 20,58$ [daN*m]	Moment fléchissant réel		$M_0=N_{b4,Ed}*e$
$F_{NSd} = 3863,9$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial		$F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$
$F_{MSd} = 171,51$ [daN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment		$F_{MSd}=M_0*x_{max}/S_{X_i}^2$
$F_{x,Ed} = 3863,9$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 171,51$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 3867,7$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 9920,00$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx}=\min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 11520,00$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz}=\min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 3863,94 < 9920,00$	vérifié	(0,39)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 171,51 < 11520,00$	vérifié	(0,01)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$3867,75 < 15441,56$	vérifié	(0,25)
Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous			
$b_3 = 0,57$	Coefficient de réduction		[Tableau 3.8]
$A = 1915,45$ [mm ²]	Aire de la section transversale de la cornière		
$A_{net} = 1735,45$ [mm ²]	Aire de la section nette		$A_{net} = A - d_0*t_{f4}$

$b_3 = 0,57$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$N_{u,Rd} = \frac{33829,7}{1}$ [daN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = \frac{(b_3 * A_{net} * f_{u4})}{g_{M2}}$
$N_{pl,Rd} = \frac{47407,3}{9}$ [daN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = \frac{(0,9 * A * f_{y4})}{g_{M2}}$
$ 0,5 * N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 5795,92 < 33829,71$	vérifié (0,17)
$ 0,5 * N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 5795,92 < 47407,39$	vérifié (0,12)

Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 610,00$ [mm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 1150,0$ [mm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 28750,70$ [daN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

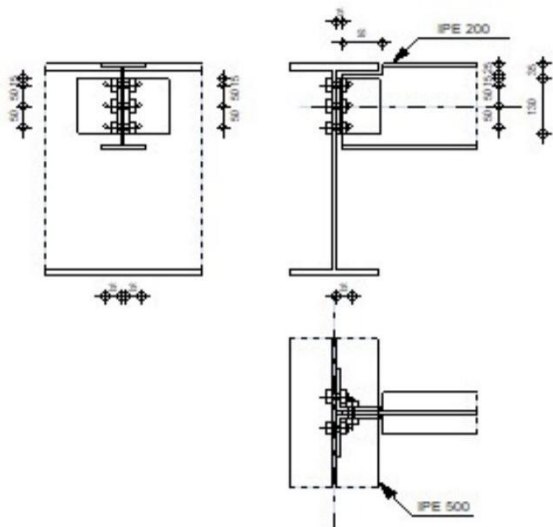
$$V_{effRd} = 0,5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$$

$|0,5 * N_{b4,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|5795,92| < 28750,70$ **vérifié** (0,20)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,39

Poutre solive

	Robot Structural Analysis Professional 2024 Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme) NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	
		Ratio 0,37



Général

Assemblage N°: 4

Nom de l'assemblage: Poutre-poutre (âme)

Noeud de la structure: 420

Barres de la structure: 349, 304

Poutre principale

Profilé: IPE 500

Barre N°: 349

$a = -90,00$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 500$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{fg} = 200$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_{wg} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
 $t_{fg} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r_g = 21$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A_p = 11552,20$ [mm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_{yp} = 481985000,00$ [mm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau: S 275

$f_{yg} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ug} = 430,00$ [MPa] Résistance à la traction

Poutre

Profilé: IPE 200

Barre N°: 304

$a = 0,00$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 200$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_b = 100$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 12$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 2848,41$ [mm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 19431700,00$ [mm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275

$f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ub} = 430,00$ [MPa] Résistance à la traction

Encoche de la poutre

$h_1 = 25$ [mm] Encoche supérieur
 $h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure
 $l = 90$ [mm] Longueur de l'encoche

Cornière

Profilé: CAE 100x10

$h_k = 100$ [mm] Hauteur de la section de la cornière
 $b_k = 100$ [mm] Largeur de la section de la cornière
 $t_{fk} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
 $r_k = 12$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
 $l_k = 130$ [mm] Longueur de la cornière

Matériau: S 275

$f_{yk} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{uk} = 430,00$ [MPa] Résistance à la traction

Boulons

Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8	Classe du boulon
$d = 14$ [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 = 15$ [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s = 115,00$ [mm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v = 153,94$ [mm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} = 400,00$ [MPa]	Résistance à la traction
$k = 1$	Nombre de colonnes des boulons
$w = 3$	Nombre de rangées des boulons
$e_1 = 15$ [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 = 50$ [mm]	Entraxe

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8	Classe du boulon
$d = 14$ [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 = 15$ [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s = 115,00$ [mm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v = 153,94$ [mm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} = 400,00$ [MPa]	Résistance à la traction
$k = 1$	Nombre de colonnes des boulons
$w = 3$	Nombre de rangées des boulons
$e_1 = 15$ [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 = 50$ [mm]	Entraxe

Coefficients de matériau

$g_{M0} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$g_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Cas: 9: $1.35G + 1.5Q$ $1 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50$

$N_{b,Ed} = 33,36$ [daN] Effort axial

$V_{b,Ed} = 1052,65$ [daN] Effort tranchant

$M_{b,Ed} = 67,77$ [daN*m] Moment fléchissant

Résultats

Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = \frac{2955}{61}$ [daN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon	$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m}{g_{M2}}$
$F_{t,Rd} = \frac{3312}{00}$ [daN]	Résistance d'un boulon à la traction	$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_u \cdot A_s}{g_{M2}}$

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$a_{bx} = 0,93$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$ $0,93 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 11424,0$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$a_{bz} = 0,86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bz} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 10575,1$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 1,10$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $1,10 > 0,00$ **vérifié**

$a_{bx} = 0,78$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$ $0,78 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 4120,3$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$a_{bz} = 0,33$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bz} > 0.0$ $0,33 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 4013,3$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_{M2}$

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poutre principale - cornière

cisaillement des boulons

$e = 38$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 19,90$ [daN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$

$F_{Vz} = 175,44$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = 0.5 * |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 198,95$ [daN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum z_i^2$

$F_{x,Ed} = 198,95$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 175,44$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$e = 38$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
$F_{Ed} = 265,26$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 4120,36$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 4013,33$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 198,95 < 4120,36$	vérifié (0,05)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 175,44 < 4013,33$	vérifié (0,04)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$265,26 < 2955,61$	vérifié (0,09)

Traction des boulons

$e = 40$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_{0t} = 54,99$ [daN * m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$
$F_{t,Ed} = 555,46$ [daN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$555,46 < 3312,00$	vérifié (0,17)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 265,26$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,21 < 1,00$	vérifié (0,21)

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 5911,22$ [daN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / g_{M2}$
----------------------------	--	--

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1 / d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1 / d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$a_{bx} = 0,44$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$a_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$a_{bx} > 0.0$	$0,44 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd1x} = 2996,6$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_{M2}$
-----------------------------	---	---

Direction z

$k_{1z} = 2,03$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2 / d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,03 > 0,00$	vérifié
$a_{bz} = 0,56$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$a_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$a_{bz} > 0.0$	0,56 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd1z}$ 3046,5 [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z}=k_{1z} \cdot a_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / g_M$ 2
Pression du boulon sur la cornière		
Direction x		
$k_{1x} = 1,10$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x}=\min[2.8 \cdot (e_1/d_0)-1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	1,10 > 0,00	vérifié
$a_{bx} = 0,78$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$a_{bx}=\min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{bx} > 0.0$	0,78 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd2x}$ 8240,7 [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x}=k_{1x} \cdot a_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / g_M$ 2
Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z}=\min[2.8 \cdot (e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00	vérifié
$a_{bz} = 0,33$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$a_{bz}=\min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{bz} > 0.0$	0,33 > 0,00	vérifié
$F_{b,Rd2z}$ 8026,6 [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z}=k_{1z} \cdot a_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / g_M$ 2
Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage cornière - poutre		
cisaillement des boulons		
$e = 40$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_0 = 109,98$ [daN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0=M_{b,Ed}+V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{Nx} = 11,12$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx}= N_{b,Ed} /n$
$F_{Vz} = 350,88$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz}= V_{b,Ed} /n$
$F_{Mx} = 1099,81$ [daN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x	$F_{Mx}= M_0 \cdot z_i / \sum (x_i^2+z_i^2)$
$F_{Mz} = 0,00$ [daN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz}= M_0 \cdot x_i / \sum (x_i^2+z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 1110,93$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 350,88$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 1165,02$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 2996,62$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx}=\min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$
$F_{Rdz} = 3046,57$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz}=\min(F_{b,Rd1z}, F_{b,Rd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 1110,93 < 2996,62$	vérifié (0,37)

$e = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz} \quad |350,88| < 3046,57 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

$$F_{Ed} \leq F_{v,Rd} \quad 1165,02 < 5911,22 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort axial)

Cornière

$$A_{nt} = 700,00 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 1150,0 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 42338, \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad V_{effRd} = f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$$

$$|0.5 * N_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |16,68| < 42338,70 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Poutre

$$A_{nt} = 392,00 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 140,00 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 15707, \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad V_{effRd} = f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$$

$$|N_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |33,36| < 15707,60 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort transversal)

Cornière

$$A_{nt} = 275,00 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 775,00 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 17034, \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$$

$$|0.5 * V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |526,33| < 17034,78 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

Poutre

$$A_{nt} = 70,00 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 490,0 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la zone de la section en traction}$$

$$V_{effRd} = 8983, \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |1052,65| < 8983,79 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

Vérification de la résistance de la section de la cornière affaiblie par les trous

$$A_t = 654,27 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 504,27 \text{ [mm}^2\text{]} \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * g_{M2}) / (f_u * g_{M0}) \quad 0,69 < 0,80$$

$$W_{net} = 24010,77 [\text{mm}^3] \quad \text{Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 660,30 \quad [\text{daN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion } M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / g_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |54,99| < 660,30 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

$$A_v = 1300,00 \quad [\text{mm}^2] \quad \text{Aire de la section efficace en cisaillement} \quad A_v = I_a \cdot t_{fa}$$

$$A_{v,net} = 850,00 \quad [\text{mm}^2] \quad \text{Aire de la section efficace nette en cisaillement} \quad A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 20640,2 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} \quad V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})$$

$$|0,5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |526,33| < 20640,27 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

Vérification de la résistance de la section de la poutre affaiblie par les trous

$$A_t = 494,33 [\text{mm}^2] \quad \text{Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 326,33 [\text{mm}^2] \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0,9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot g_{M2}) / (f_u \cdot g_{M0}) \quad 0,59 < 0,80$$

$$W_{net} = 24917,70 [\text{mm}^3] \quad \text{Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 685,24 \quad [\text{daN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion } M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / g_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |109,98| < 685,24 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

$$A_v = 980,00 \quad [\text{mm}^2] \quad \text{Aire de la section efficace en cisaillement}$$

$$A_{v,net} = 728,00 \quad [\text{mm}^2] \quad \text{Aire de la section efficace nette en cisaillement} \quad A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 15559,5 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} \quad V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})$$

$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |1052,65| < 15559,59 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

Remarques

Pince boulon-extrémité horizontale supérieure de la cornière trop faible	15 [mm] < 18 [mm]
Pince boulon-extrémité horizontale inférieure de la cornière trop faible	15 [mm] < 18 [mm]
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière sur la poutre principale trop faible	15 [mm] < 18 [mm]
Pince boulon-extrémité inférieure de la cornière sur la poutre principale trop faible	15 [mm] < 18 [mm]
Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio 0,37