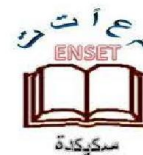




République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique
Ecole Normale Supérieure de l'Enseignement
Technologique-Skikda



Département de Technologie

Filière : Génie civil

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de de Professeur de l'Enseignement

Secondaire Technique

Thème :

ÉTUDE D'UN HANGAR EN CHARPENTE METALLIQUE SELON LES RÉGLES CLIMATIQUE ET SISMIOUE

Présenté par : ZIA Aziz

Encadrant(e) : BOUSBIA Badreddine

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Role
FORTAS Lahcene	MCB	ENSET-Skikda	Président
BOUSBIA Badreddine	MCB	ENSET-Skikda	Encadrant
BOUZIENE Saleh	PR	ENSET-Skikda	Examineur

Année Universitaire :2023/2024



DÉDICACE

Je remercie tout d'abord, le bon Dieu de m'avoir donné la puissance, la volonté et le courage pour pouvoir réaliser ce modeste travail.

J'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail :

- A mes chers parents en reconnaissance de tous leurs sacrifices et leur soutien en toutes circonstances.
- A mes frères et ma sœur : pour leurs encouragements et leur formidable soutien.
- A tous les professeurs que ce soit du primaire, moyen et secondaire ou de l'enseignement supérieur et l'enseignement Coranique.
- A tous mes amis de promotion PEST.
- Et tous les personnes qui nous ont aidés et encouragés de près ou de loin, et qui nous ont accompagnés durant notre chemin d'étude.

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions ALLAH, le tout puissant de nous avoir donnés la force, le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons à remercier vivement et sincèrement nos encadreurs Dr.BOUSBIA BADREDDINE. Qui ont contribué et assuré la direction de ce travail, pour tout le soutien, les orientations et la patience qu'ils ont manifestés durant leurs encadrements tout le long de la réalisation de ce mémoire.

Nous souhaitons exprimer notre gratitude aux membres du jury le Président DR.FORTAS Lahcene et l'examineur PR.BOUZIENE Saleh pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous tenons aussi à remercier vivement et sincèrement nos enseignants qui m'ont aidé et appris l'âme de la science durant ces années d'études.

Enfin, nos remerciements vont à toutes les personnes qui ont, de pré ou de loin, apporté aide et encouragements.

Merci à tous

AZIZ.Z

Résumé

Notre projet de fin d'études consiste à faire une étude et dimensionnement d'un hangar de stockage en charpente métallique situé à la commune d'El-HAROUCHE, Daïra De El HAROUCHE, Wilaya de « **SKIKDA** ». Il est constitué de plusieurs portiques, stabilisés par des contreventements. Ce projet est élaboré en plusieurs étapes ; en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques (neige et vent) selon le règlement Algérien « RNV 99 V2013 », ensuite le dimensionnement des différents éléments (secondaires et porteurs), après l'étude dynamique de l'ouvrage selon le règlement parasismique Algérien « RPA 99 V 2003 », puis l'étude des assemblages selon le « CCM 97 », et enfin l'étude de l'infrastructure selon le « BAEL 91 », et comme logiciel nous avons utilisé le « **ROBOT 2023** ». Le mémoire a été achevé par une conclusion.

Mots clés: Charpente métallique –Hangar de stockage –Dimensionnement-Assemblage.

Abstract

Our project of end of studies is to study and design of a shed for storing that located in the commune of El HAROUCHE, Daïra of El HAROUCHE, Wilaya of «SKIKDA». It is composed of several frames, stabilized by bracing. The work is developed through several stages ; first of all, the assessment of loadings as climate effects (snow and wind) under the Algerian climatic rules « RNV 99 V2013 », and the evaluation of the structural steel's secondary and principal elements according to their resistances, then, the dynamic analysis study according to the Algerian earthquake codes « RPA99 V2003» to choose the bracing system those ensure the stability of the structure, then, the assemblies are studied by the « CCM 97 ». Finally, the foundations are dimensioned according to the code « BAEL 91 ». For the structural analysis, the used software is « **ROBOT 2023** ». The work ends with a conclusion.

Keywords: Steel structure- Shed for storing-sizing – Assembly.

ملخص

هذا المشروع يهدف الى دراسة تصميم وقياس مبنى للتخزين يتكون من جناح من الهياكل المعدنية بلدية الحروش دائرة الحروش ولاية سكيكدة ويتضمن عدة بوابات مدعمة.

حيث تمت دراسة هذا المشروع مرورا بعدة مراحل تتمثل اولها في تقييم الاثقال بما فيها الزائدة فضلا على اثار المناخ (الرياح و الثلوج) وهذا بموجب التنظيم الجزائري ، « RNV 99 V2013 » نسخة 2013 ثم دراسة مقاييس عناصر المبنى الاساسية منها و الثانوية بعد دراسة ميكانيكية وفقا للوائح الجزائرية للزلازل ، « RPA99 V2003 » نسخة 2003 وبعد ذلك حساب الوصلات والتجميعات وفقا للتنظيم ، « CCM 97 » وكخطوة نهائية تمت دراسة البنية التحتية وفق لقواعد " BAEL 91 " وبالنسبة للبرامج اعتمدنا برنامج " **ROBOT 2023** " وانهينا العمل باستنتاجات وخاتمة.

الكلمات المفتاحية: الهياكل المعدنية – حضيرة التخزين – القياس – التجميع .

Sommaire

Dédicace.

Remerciements.

Résumé/Abstract/ملخص.

Sommaire.

Listes des figures.

Listes des tableaux.

Listes des notations.

Introduction generale.....1

Chapitre I : Présentation de projet.

I.1.Introduction.....3

I.2.Présentation du projet.....4

I.3.Données géométrique du projet :4

I.4.Localisation et données concernant le site.....5

I.5.Logiciels utilisés.....5

I.6. Règlements utilisés.....5

I.7. Matériaux utilisés.....5

I.8.Eléments de l'ouvrage.....7

I.9.Etude du sol.....8

I.10.Les assemblages.....8

I.11.Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limites.....8

I.12.Les actions prises en compte.....9

I.13.Conception structurale.....10

I.14.Conclusion.....10

Chapitre II : Evaluation des charges.

II.1. Introduction11

II.2. L'effet de la neige11

II.3. L'effet du vent	12
II .4. Calcul de la force de frottement	27
II .5. Conclusion.....	28
Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires.	
III.1.1.Introduction	29
III.1.2. Calcul des cheneaux.....	29
III.2. Caracteristiques de la tole de couverture	30
III.3.Calcul de l'échantignolle	41
III.4.Les lisses de bardage.....	42
III.5.Conclusion	46
Chapitre IV : Etude sismique et analyse dynamique.	
IV.1.Introduction	47
IV.2.Principe de la méthode	47
IV.3.Déterminations des paramètres du spectre de réponse de calcul.....	47
IV.4.Analyse dynamique de la structure.....	49
IV.5.Analyse modale	51
IV.6.Vérification De La Structure	52
IV.7.Conclusion	54
Chapitre V : Dimensionnement des éléments structuraux.	
V.1.Introduction	55
V.2.Justification des poteaux.....	55
V.3.Justification des stabilités.....	58
V.4. Justification des contreventements.....	60
V.5. Justification des Poutres Sablières	63
V.6. Justification des fermes	65
V.7. Justification des pannes	68
V.8. Conclusion	68

Chapitre VI : Etude des assemblages.

VI.1.1. Introduction	69
VI.1.2. Fonctionnement des assemblages	69
VI. 2. Assemblage poteau – traverse.....	70
VI. 3. Assemblage traverse – traverse	86
VI. 4. Assemblage poutre – poteau	99
VI.5. Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux	108
VI.6. Conclusion	128

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.

VII.1. Introduction	129
VII.2.Charge à prendre en considération	130
VII.3.Dimensionnement de la semelle	131
VII.4.Vérification de la stabilité au renversement	131
VII.5.Calcul du ferrailage.....	132
VII. 6.Calcul des longrines	133
VII.7. Conclusion.....	134

Chapitre VIII : Protection de la structure.

VIII.1.Introduction.....	135
VIII.2.La corrosion	135
VIII.3.Le feu.....	135
VIII.4.Conclusion	138

Chapitre IX : Note de calcul.

IX.1. Lisse de bardage UPN 160.....	139
IX.2. Panne IPE 120	140
IX.3. Ferme (Travers) IPE 330	142
IX.4. Poteau IPE 360	144
IX.5. Sablière HEA 120.....	146

IX.6. Potelet IPE 300	148
IX.7. Contreventement 2 CAE 80×8	150
IX.8. Stabilité 2 CAE 70×7	152
Conclusion genarale	154
Références bibliographiques.	

Liste des figures

Figure I.1 : Structure en 3D.....	04
Figure I.2 : Diagramme effort/déformation de l'acier.....	06
Figure I.3 : Panneau sandwich.....	07
Figure II.1 : Charges d'exploitation ponctuelles de poutres.....	11
Figure II.2 : Pression dynamique sur le hangar.....	14
Figure II.3 : Graphe d'interpolation et d'extrapolation.....	17
Figure II.4 : Directions du vent sur la structure.....	17
Figure II.4 : Légende relative aux murs verticaux (a) (RNV99 version2013).....	18
Figure II.5 : Légende relative aux murs verticaux (a) (RNV99 version2013).....	18
Figure II.6 : Répartition du coefficient de pression extérieure sur les parois.....	19
Figure II.7 : Répartition des surfaces sur la toiture (V_1).....	19
Figure II.8 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales - direction V_2 du vent.....	21
Figure II.9 : Répartition des surfaces sur la toiture (V_2).....	21
Figure II.10 : présentation de la charge du vent V_1 (Parois verticales).....	24
Figure II.11 : présentation de la charge du vent V_1 (Toiture).....	25
Figure II.12 : présentation de la charge du vent V_2 (Parois verticales).....	26
Figure II.13 : présentation de la charge du vent V_2 (Toiture).....	27
Figure III.1 : Chéneau (coupe transversale).....	29
Figure III.2 : Moignon cylindrique.....	29
Figure III.3 : Panneau sandwich.....	30
Figure III.4 : Pannes de couverture.....	31
Figure III.5 : Schéma statique de la panne sous la charge permanente.....	32
Figure III.6 : Schéma statique des charges permanentes sur les pannes.....	33
Figure III.7 : Schéma statique de la poutre équivalente.....	33
Figure III.8 : Schéma statique de la surcharge climatique de vent.....	34
Figure III.9 : Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.....	35
Figure III. 6 : Echantignolle.....	42
Figure IV.1 : Modèle de la structure en 3D.....	51
Figure IV.2 : Spectre de réponse.....	52
Figure VI.1 : Assemblage poteau – traverse.....	70
Figure VI.2 : Assemblage traverse- traverse.....	87
Figure VI.3 : Assemblage sablière-poteau.....	99
Figure VI.4 : Tige d'encrage du pied du poteau.....	108
Figure VI.5 : Pied du potelet.....	121
Figure VII.1 : Vue 3D de la jonction poteau-fondation.....	129
Figure VII.2 : Dessin des coupes de la jonction poteau-fondation.....	130
Figure VII.3 : Ferrailage des longrines.....	134
Figure III.1 : Protection du profilé par plaque en plâtre.	137
Figure III.2 : Protection du profilé par plaque PROMATECT.	138
Figure IX.1 : La vue 3D de la disposition de la lisse de bardage plus sollicitée.....	140
Figure IX.2 : La vue 3D de la disposition de la panne plus sollicitée.....	142
Figure IX.3 : La vue 3D de la disposition du ferme plus sollicitée.....	144

Figure IX.4 : La vue 3D de la disposition du poteau plus sollicitée.....	146
Figure IX.5 : La vue 3D de la disposition du sablière plus sollicitée.....	148
Figure IX.6 : La vue 3D de la disposition du potelet plus sollicitée.....	150
Figure IX.7 : La vue 3D de la disposition du contreventement plus sollicitée.....	151
Figure IX.8 : La vue 3D de la disposition du stabilité plus sollicitée.....	153

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Valeurs de la pression dynamique de référence.....	13
Tableau II.2 : Valeurs de la vitesse de référence du vent.....	13
Tableau II.3 : Coefficient de pression dynamique q_{dyn} de notre projet.....	16
Tableau II.4 : Les valeurs du coefficient de pression extérieure.....	19
Tableau II.5 : Les valeurs du coefficient de pression extérieure de la direction V_1 (toiture)...	20
Tableau II.6 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales - direction V_2 du vent.....	20
Tableau II.7 : Les valeurs du coefficient de pression extérieure de la direction V_2 (toiture)....	22
Tableau II.8 : Vérification des conditions de la toiture isolée.....	22
Tableau II.9 : Vérification des conditions de la face dominante.....	23
Tableau II.10 : La récap des paramètres dans notre projet sur la direction du vent V_1 (Parois verticales).....	24
Tableau II.11 : La récap des paramètres dans notre projet sur la direction du vent V_1 (Toiture).....	25
Tableau II.12 : La récap des paramètres dans notre projet sur la direction du vent V_2 (Parois verticales).....	25
Tableau II.13 : La récap des paramètres dans notre projet sur la direction du vent V_1 (Toiture).....	26
Tableau III.1 : Caractéristiques de l'IP120.....	37
Tableau III. 2 : Caractéristique et dimension d'UPN160.....	43
Tableau IV.1 : coefficient d'accélération de zone A.....	47
V Tableau IV.2 : Valeurs de ξ (%).....	48
Tableau IV.3 : Valeurs de T_1 et T_2	48
Tableau IV.4 : Valeurs des pénalités P_q .RPA.....	49
Tableau IV.5 : Eléments constituant la structure.....	50
Tableau IV.6 : Période propre de la structure.....	51
Tableau IV.7 : Résultante des forces sismiques à la base.....	54
Tableau IV.8 : Déplacements relatifs dans le sens (x-x).....	54
Tableau IV.9 : Déplacements relatifs dans le sens (y-y).....	54
Tableau V.01 : Caractéristiques du profilé IPE360.....	55
Tableau V.2 : Caractéristiques du profilé CAE 70×7.	58
Tableau V.3 : Caractéristiques du profilé CAE 80×8.	60
Tableau V.02 :Caractéristiques du profilé HEA120.....	63
Tableau V.02 :Caractéristiques du profilé IPE330.....	65
Tableau VI.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.....	69
Tableau VII.1 : Récapitulatif des charges.....	130

Liste des notations

Les principales notations utilisées sont les suivants :

Majuscules latines :

A : Section brute d'une pièce (m^2).

A_{net} : Section nette d'une pièce (m^2).

A_w : Section de l'âme (m^2).

A_v : Aire de cisaillement (m^2).

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_{p,net} : Coefficient de pression nette.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E=2,1 * 10^5$ MPa).

F : Force en générale (daN).

G : Module d'élasticité transversale de l'acier ($G=81000$ MPa).

G : Charge permanente (daN).

I : Moment d'inertie (cm^4).

I_v : Intensité de turbulence.

k₀ : Coefficient de flambement.

K_t : Facteur de terrain.

L : Longueur (m).

M : Moment de flexion (daN.m).

M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant(daN.m).

M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise (daN.m).

M_{pl} : Moment plastique (daN.m).

M_{b,Rd} : Moment de la résistance au déversement (daN.m).

N_{pl,Rd} : Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute (daN).

N_{b,Rd} : Effort normal d'un élément comprimé au flambement (daN).

N_{sd} : Effort normal sollicitant (daN)

N_{t,sd} : Effort normale de traction(daN) .

$N_{c,sd}$: Effort normal de compression (daN).

$N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression (daN).

Q : Charge d'exploitation (daN).

P : poids de la structure (Kg).

R : Coefficient de comportement de la structure.

S : La charge de la neige (daN/m²).

S_k : La charge de neige sur sol (daN/m²).

V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant (daN).

$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Pression aérodynamique.

W : Poids de la structure (daN).

Minuscules latines :

f : La flèche (cm).

f_y : Limite d'élasticité (MPa).

h : Hauteur d'une pièce (m).

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

l_f : Longueur de flambement (m).

$q_{réf}$: Pression dynamique moyenne de référence (N/m²).

q_p : Pression dynamique de pointe (N/m²).

t : Épaisseur d'une pièce (mm).

t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre (mm).

t_w : Épaisseur de l'âme de poutre (mm).

Z : Hauteur au-dessus du sol (m).

Z_0 : Paramètre de rugosité (m).

Z_{eq} : Hauteur équivalente (m).

Minuscules grecques :

χ_x : Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

ϕ_{LT} : Rotation de déversement.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier (MPa).

σ_b : Contrainte du béton (MPa).

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques (cm).

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

A decorative border of small black asterisks surrounds the entire page. In the center, there is a light yellow rounded rectangle with a thin grey border. Inside this rectangle, the text "Introduction générale" is written in a black serif font.

Introduction générale

Dans le cadre de notre formation de Professeur d'Enseignement Secondaire en Génie Civil au L'ECOLE NORMALE SUPERIEURE D'ENSEIGNEMENT TECHNOLOGIQUE à « SKIKDA » nous sommes amenés, à l'issu de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE). Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien. Il s'agit d'un hangar de stockage en charpente métallique à la commune El Harrouche, Daïra De El Harrouche de « Skikda ».

Les ossatures métalliques se distinguent par certains avantages tel que : la légèreté, le montage rapide et la facilité des transformations, c'est la raison pour laquelle ce hall a été conçu en charpente métallique. Ce pendant ce matériau présente aussi quelques inconvénients qui sont principalement la corrosion et sa faible résistance au feu donc une protection de toute la structure est indispensable.

Dans ce projet de fin d'études, nous allons appliquer et compléter les connaissances et les informations acquises le long de notre formation, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que le moyen de calcul informatique.

Notre travail contient plusieurs chapitres après l'introduction :

- Un premier chapitre de généralités qui mentionne la démarche adoptée pour mener à bien ce travail où l'ouvrage est présenté par ces données géométriques et localisation ainsi que les règlements et les matériaux utilisés.
- Le deuxième chapitre présente les principes et la procédure pour la détermination des différentes charges (permanente et d'exploitation) selon le document technique règlementaire « DTR BC.2.2 » et aux surcharges climatiques selon le « RVN 99 version 2013 ».
- Le troisième chapitre : est le dimensionnement des éléments de la structure secondaire.
- Le quatrième chapitre : l'étude dynamique et sismique du bâtiment selon le « RPA99» pour choisir le système de contreventement afin d'assurer la stabilité de la structure en utilisant le logiciel « Robot 2023 ».
- Le cinquième est le dimensionnement des éléments structuraux Selon le « CCM97 ».
- Le sixième chapitre consiste à étudier les différents assemblages métalliques de la structure selon le « CCM97 ».
- Le septième chapitre traite l'étude de l'infrastructure selon le « BAEL91 ».
- Le huitième chapitre est les systèmes de protections de la structure sont présentés.

- Enfin dans le neuvième chapitre, les notes de calcul de la structure en utilisant le logiciel « Robot 2023 ».

A decorative border of small black asterisks surrounds the entire page. The border is composed of a top row, a bottom row, and vertical columns on the left and right sides, all made of repeating asterisk symbols.

CHAPITRE I :

Présentation de projet

I.1.Introduction

Les ouvrages métalliques sont construits à partir de produits métallurgiques plus ou moins élaborés, assemblés entre eux selon différents procédés. L'ensemble constitue alors l'ossature porteuse de la structure. Selon les cas, cette dernière est éventuellement complétée par une toiture et une enveloppe réalisée en métal ou à partir de matériaux divers (maçonnerie, panneaux de particules, produits verriers, etc.). [1]

L'acier présente plusieurs avantages, c'est pourquoi il a peu à peu remplacé les vieux matériaux de construction comme le béton armé durant le dernier siècle dans les nouvelles structures, et a permis d'aller de plus en plus en hauteur, ainsi de réaliser différentes formes tout en gardant une bonne stabilité, toute fois chaque matériau présente aussi des inconvénients. [2]

Les avantages et inconvénients de l'acier sont présentés ci-dessus.

I.1.1. Avantages

- 1) **La légèreté** : Les constructions en acier sont, en général, plus légères que celles en béton armé ou précontraint, en pierre ...

La légèreté peut être caractérisée par le rapport entre le poids volumique et la résistance (appelé rendement).

- 2) **La solidité** : Grâce à l'homogénéité des matériaux utilisés en construction métallique.
- 3) **La résistance mécanique** :
 - Grande résistance à la traction → franchissement de grandes portées.
 - Bonne tenue aux séismes (ductilité + mêmes résistances à la traction et à la compression).
- 4) **L'industrialisation** : La préparation et la mise en forme des éléments de structures en acier se font en atelier. Ces éléments arrivent sur le chantier prêts à être montés et assemblés. Cela nécessite des techniques et des équipements modernes.
- 5) **L'imperméabilité** : L'acier se caractérise par son imperméabilité (fluides : liquide + gaz).
Attention lors de la réalisation des **assemblages**.
- 6) **Les possibilités architecturales** : Beaucoup plus étendues qu'en béton.
- 7) **Les modifications** : Aisément réalisables.

I.1.2. Inconvénients

- 1) **La corrosion**

L'acier tend à s'oxyder et à se corroder lorsqu'il est soumis à des atmosphères humides, à des agressions chimiques, à la condensation, qu'il est en contact avec l'eau ou les sols.

La protection contre la corrosion peut se faire par :

- L'ajout d'additifs à l'acier.

- Le revêtement périodique de la surface d'acier (galvanisation, métallisation au pistolet, électozinguage ...) avec peinture ou vernis.
 - La sélection de formes de structures sans brèches et fentes afin de se prémunir des risques de l'humidité et des poussières.
- 2) **Mauvaise tenue au feu nécessitant des mesures de protection onéreuse**
- Le module d'élasticité de l'acier commence à diminuer à partir de la température $T=200^{\circ}\text{C}$.
 - L'acier perd sa capacité portante et passe à l'état plastique à partir de la température $T=600^{\circ}\text{C}$. [3]

I.2. Présentation du projet

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et dimensionner un hangar en charpente métallique composé d'un grand espace pour le stockage.

Il y a deux accès par des portails, avec chacun sur les deux façades du pignon.

L'ouvrage est situé à la commune de EL Harrouche, Daïra De El Harrouche, Wilaya de « Skikda ».

La structure est d'une surface de 809.127m^2 , et fait 22.29m de largeur, soit une baie de 36.30m de longueur avec un espacement entre portiques de 6m ce qui fait le total de sept (07) portiques.

I.3. Données géométriques du projet

La forme en plan de la structure est de forme rectangulaire, qui contient (07) portiques espacés de 6m, et les portiques de rive composé de 4 potelets espacés de 4.25 -5 m.

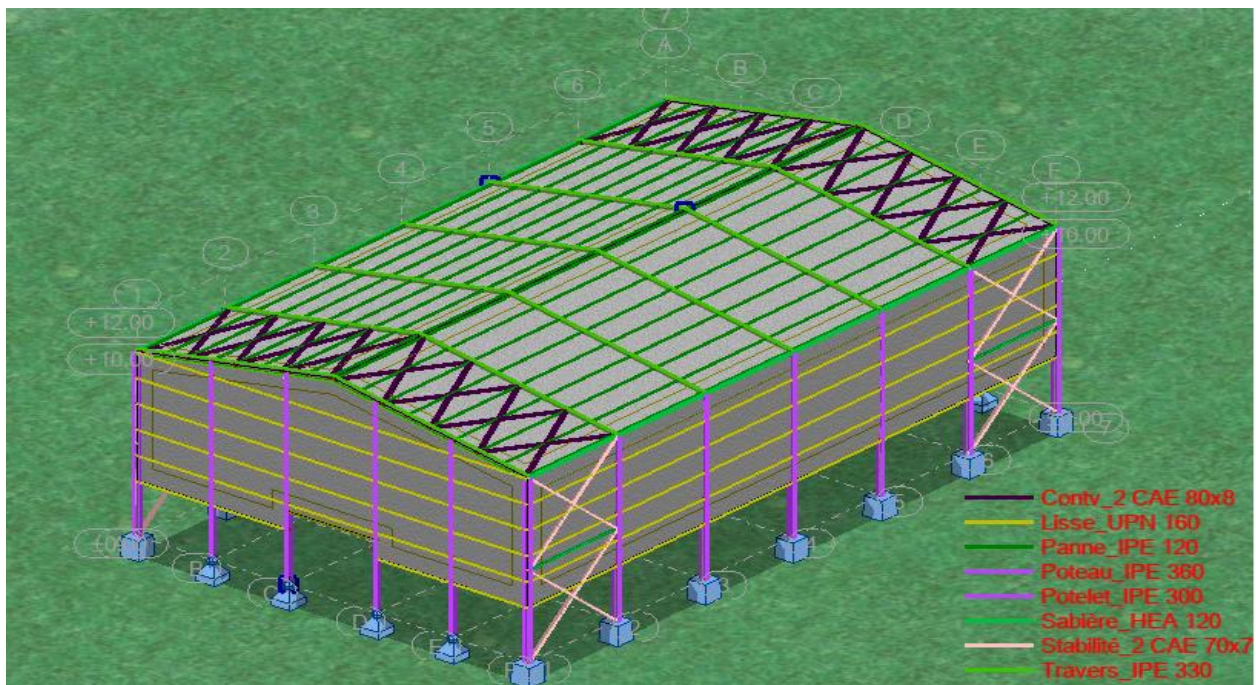


Figure I.1 :Structure en 3D.

- La longueur de la structure..... 36.30 m
- La largeur de la structure..... 22.29 m
- La hauteur totale (au faitage)..... 12 m
- La hauteur des poteaux (à la poutre sablière)..... 10 m
- La pente de versant..... $\alpha \approx 10^\circ$

I.4.Localisation et données concernant le site

Le projet est un Hangar implanté dans un terrain plat à la commune de El Harrouche Daïra De El Harrouche, Wilaya de « Skikda »

- Altitude : 132m.
- Zone de neige : Zone B.
- Zone du vent : Zone II.
- Zone sismique : Zone II a (zone de moyenne sismicité).
- Contrainte admissible : 2 bars (sol meuble S3).

I.5.Logiciels Utilisés

On a utilisé le logiciel **Auto CAD 2017** pour l'élaboration des différentes planes et figures, le logiciel **Robot 2023** pour la modélisation de la structure.

I.6.Règlements utilisé

Pour l'étude de ce projet les règlements techniques utilisés sont les suivants :

- Règles de conception et de calcul des structures en acier (CCM97), document technique réglementaire D.T.R-B.C-2.44.
- Règles parasismique algériennes (RPA99 version 2003) D.T.R-B.C-2.48.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R-B.C-22.
- Règles neige et vent (RNVA2013) D.T.R-C2.47.
- Eurocode 1 et Eurocode 3
- Eurocode 2
- Règles de calcul des fondations superficielles D.T.R-B.C-2.33.
- Règle de L'étude de l'infrastructure selon le « BAEL91 ».

I.7.Matériaux utilisés

I.7.1. Acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone, deux éléments chimiques extraits du sous-sol (mines de fer et de charbon). Le fer est le composant principal de l'acier, tandis que le carbone est présent en quantité beaucoup plus faible, généralement inférieure à 1 %.

Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autre éléments qui lui sont associés soit :

- Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont les impuretés qui altèrent les propriétés des aciers.
- Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome...etc.

Ces derniers ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (Résistance a la rupture, dureté, ductilité, résistance vis-à-vis de la corrosion.....).[4]

I.7.1.1. Propriété de l'acier

- Nuance d'acier : FE = 360
- La limite élastique : $f_y = 275$ MPa
- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000$ MPa
- Module d'élasticité transversale $G = E/2(1+\nu)$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.

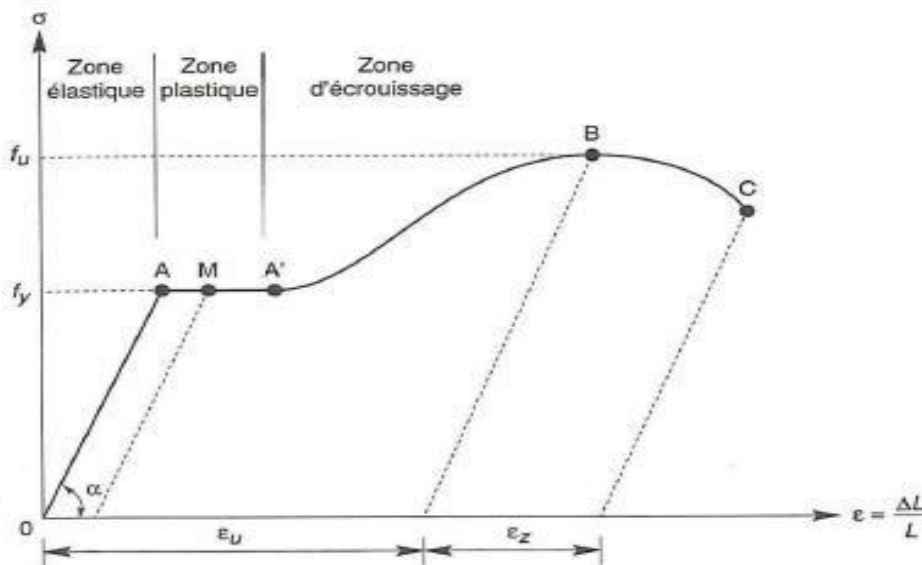


Figure I. 2. Diagramme effort /déformation de l'acier.

I.7.2. Béton

Le béton est matériau de construction compose de granulats, sable, ciment, eau, et des adjuvants pour en modifier les propriétés.

Le béton présente une excellente résistance à la compression jusqu' a 450 daN/cm^2 mais 10 fois moindre en traction ou au cisaillement. [3]

Propriétés du béton

- La résistance à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$.
- La densité volumique $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.
- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 2 \cdot 10^{-4}$
- Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3 .
- Le béton de propreté est dosé à 150 kg/m^3 .

I.8.Éléments de l'ouvrage

I.8.1. Couverture

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwichs, appelés aussi panneaux double peau monoblocs, ils sont constitués :

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

Les panneaux sandwichs nous offrent plusieurs avantages on site :

- Le par vapeur.
- L'isolation et l'étanchéité.
- Une bonne capacité portante.
- Un gain de temps appréciable au montage.

Mais, leur point faible se situe dans l'étanchéité des joints. [1]

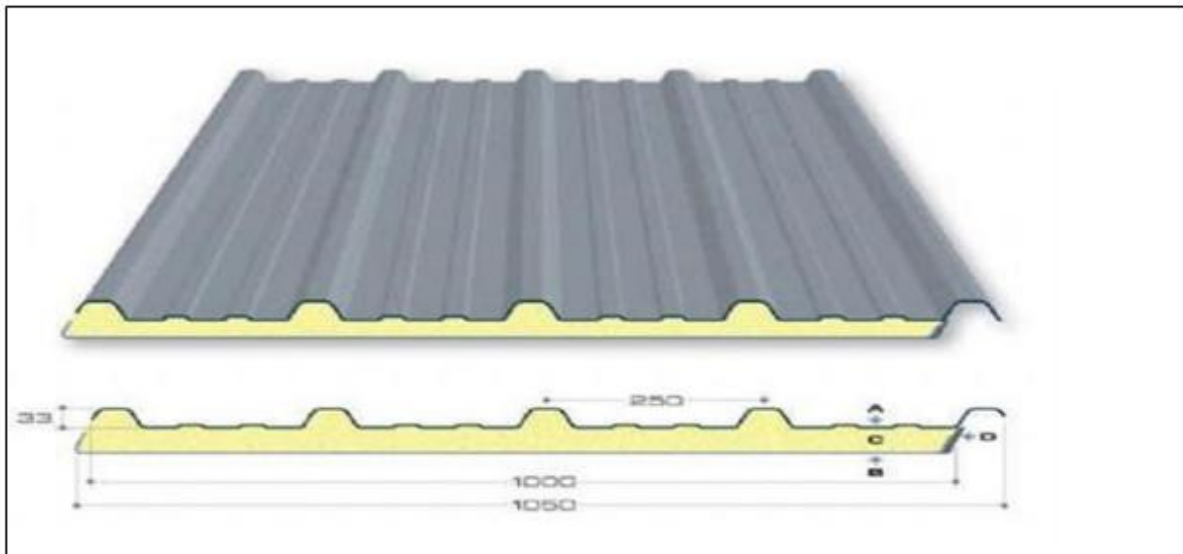


Figure I.3 Panneau sandwich.

I.8.2. Toiture

Généralement pour les hangars de stockages le dégagement de l'espace à l'intérieur est une priorité pour le concepteur, ce qui nous conduit à utilisation d'une toiture en charpente Métallique, là à deux versants qui, nous offre plusieurs avantages, les plus important sont :

- La légèreté de la toiture en charpente métallique par rapport à la dalle en béton armé ou planché mixte.
- La facilité et rapidité de montage. [4]

I.8.3. Les poteaux et les traverses

Les poteaux et les traverses sont des profilés en acier avec une section constante.

I.8.4. Les panne

Les pannes sont des profiles métallique avec une section constante.

I.8.5. Les façades et cloisons

Ils sont réalisés en panneaux sandwich.

I.8.6. Les contreventements

Les pales de stabilité en (x) dans les deux sens, assurent la verticalité des poteaux et prennent les efforts dues au séisme et au vent en le transmettant aux fondations.

I.9. Etude du Sol

La contrainte admissible est $\sigma_{admi} = 2$ bars.

I.10. Les assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

I.10.1. Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.

I.10.2. Le soudage

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de la soudure constituée d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.

I.11. Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limites

I.11.1 Définition

Un état limite est un état au-delà duquel la structure ne satisfait plus aux exigences pour les quelles elle a été conçue. On en distingue état limite.

I.11.2. Etat Limite Ultime (ELU)

Les états limites ultimes sont associés à la ruine de la structure, ils comprennent :

- La perte d'équilibre de la structure ou de l'une de ses parties
- La ruine de la structure ou de l'un de ses éléments.

I.11.3. Etat Limite de Service (ELS)

Les états limites de service correspondent aux dépassements des critères spécifiés d'exploitation, ils comprennent :

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

I.12. Les Actions prises en compte

Les actions sont des forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, sismiques...etc.) et aux déformations imposées (variation de température, tassement d'appui...etc.)

I.12.1. Actions permanentes (G)

Dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite.

- Poids propre des éléments de la construction.
- Poids propre des équipements fixes.
- Action de la précontrainte.
- Déplacement différentiel des appuis.
- Déformation imposée à la construction.

I.12.2 Actions variables (Q)

Dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps.

- Charges d'exploitations.
- Charges appliquées en cours d'exécution.
- Actions climatiques :
- Actions de la neige (S).
- Actions du vent (W).
- Actions de la variation de température.

I.12.3 Actions accidentelles (E)

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes

- L'action sismique notée E .

Le choc, l'incendie, l'explosion, etc....

I.13. Conception structurale

La conception de ce bâtiment industriel a été faite de façon à satisfaire les critères suivants :

- L'économie.
- La faisabilité.
- Assurer la stabilité d'ensemble de la structure.
- Assurer une résistance vis-à-vis des phénomènes d'instabilité.

I.14. Conclusion

Pour conclure ce chapitre dédié à la présentation de notre projet de hangar en charpente métallique, il est essentiel de souligner l'intégration harmonieuse de tous les éléments étudiés et conçus pour répondre aux exigences spécifiques de ce type de construction. L'architecture métallique choisie offre une structure solide et résiliente, en adéquation avec les besoins en matière de durabilité et de résistance aux conditions environnementales et de charge.

Nous avons vu à travers les différents segments de ce chapitre comment les considérations techniques, environnementales, et économiques ont été prises en compte dès la conception, en assurant une optimisation des ressources et une efficacité dans la réalisation. La flexibilité de l'espace intérieur permet une adaptabilité aux différentes utilisations envisagées pour le hangar, tout en garantissant la sécurité et le confort des utilisateurs.

L'étroite collaboration entre les ingénieurs, architectes et autres professionnels concernés se reflète dans la qualité du projet présenté, et il ne fait aucun doute que la mise en œuvre de ce hangar en charpente métallique marquera un pas de plus dans l'innovation et la performance dans le domaine de la construction industrielle.

En avançant vers la prochaine étape de notre étude, gardons à l'esprit la rigueur et la précision qui ont guidé nos travaux jusqu'à présent, pour que ce projet devienne non seulement un modèle de réussite technique, mais aussi un exemple de conception réfléchi et responsable.

A decorative border of small black asterisks surrounds the entire page. The border is composed of a top row, a bottom row, and vertical columns on the left and right sides.

CHAPITRE II :

Evaluation des charges

II.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation et des effets climatiques. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

II.1.1. Charges Permanentes

Elle comprend non seulement le poids propre des éléments structuraux principaux et secondaires, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que la couverture et le bardage.

- Bardage en panneaux sandwichs LL4011.48Kg /m² .
- Couverture en panneaux sandwichs TL 75.....12.925Kg /m² .

II.1.2. Surcharges d'exploitation

Dans le bâtiment les charges d'exploitations ou surcharges sont les charges mécaniques statiques permanentes ou dynamiques non permanentes.

Elles couvrent le poids des personnes. Et le mobilier, on peut aussi parler des surcharges d'entretien qui sont définies Comme, charges ponctuelles de 100 kg au 1/3 et 2/3 de la portée d'une poutre.

Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire charges et surcharges (DTR B.C.22).

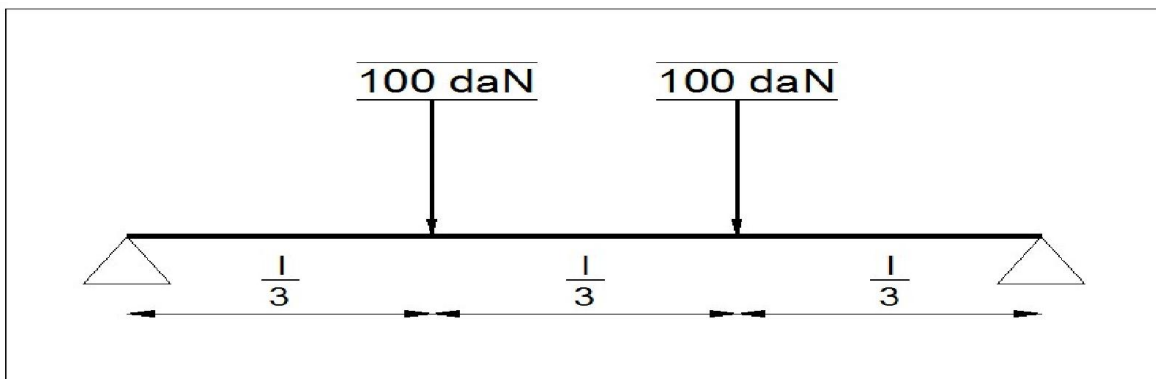


Figure II.1 : Charges d'exploitation ponctuelles de poutres [DTR B.C.22].

II.2. L'effet de la neige

Le but de cette étude c'est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de neige et notamment sur la toiture.

Le calcul de la surcharge climatique de la neige est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu.

Il se fait conformément à la réglementation « Règlement Neige et Vent » RNV99–version 2013.

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_K \dots\dots\dots \text{KN/m}^2. \quad [\text{RNV2013, P: 18; Paragraph 3.1.1}].$$

Avec :

- S_K : charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- S : Charge caractéristique de la neige par unité de surface.
- μ : Coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture appelé coefficient de forme.

Notre projet est implanté à El Harrouche wilaya de Skikda qui est classé en zone B selon la classification de RNVA 2013 avec une altitude d'environ $H=132\text{m}$.

Donc S_K est donnée par la formule :

$$S_K = \frac{0.04H + 10}{100} = \frac{0.04 \times 132 + 10}{100} = 0.153 \text{ KN/m}^2$$

On calcule la pente par la relation de tangente

$$\text{On a : } \text{tg } \alpha = 2/11 = 0.182 \rightarrow \alpha = 10.31^\circ$$

Toiture à deux versantes

α : Angle du versant par rapport à l'horizontale $0^\circ \leq (\alpha = 10.31^\circ) \leq 30^\circ$.

Donc le coefficient de forme : $\mu = 0,8$

Donc:

$$S = \mu \times S_k$$

$$S = 0,8 \times 0.153 \quad S = 0.122 \text{ KN/m}^2 \quad S = 12,2 \text{ daN/m}^2$$

II.3. L'effet du vent

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce, dans toutes les directions possibles. Les calculs seront menés conformément au règlement neige et vent RNVA2013.[5]

Les valeurs de pression du vent dépendent d'un certain nombre de facteurs :

- De la région.
- De site d'implantation.
- De la hauteur de la construction.
- De la forme géométrique de la construction.

- De la rigidité de la construction.
- Des ouvertures (ou de la perméabilité à l’air) de la construction

Selon le sens du vent et l'état des ouvertures, quatre cas ont été envisagés :

- Vent sur long-pan avec surpression intérieure.
- Vent sur long-pan avec dépression intérieure.
- Vent sur pignon avec surpression intérieure.
- Vent sur pignon avec dépression intérieure.

Le site du projet est implanté à El Harrouche, wilaya de Skikda, Ce site est caractérisé par :

- La zone II (selon la classification des zones climatiques du vent).
- La vitesse de référence du vent $V_{ref}=27$ m/s. (**Tableau II.2**)
- La pression dynamique de référence : $q_{ref}= 435$ N/m². (**Tableau II.1**)
- Facteur de terrain $K_T = 0,190$.
- Paramètre de rugosité $Z_0 = 0.05$ m.
- Hauteur minimale $Z_{min} = 2$ m.
- L’amortissement $\xi = 0.52$.
- Coefficient topographique (Nature du site : Plat) $C_t= 1$.

Tableau II.1 : Valeurs de la pression dynamique de référence [RNV99 version2013].

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

Tableau II.2 : Valeurs de la vitesse de référence du vent [RNV99 version2013].

Zone	V_{ref} (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

II.3.1 Pression dynamique q_{dyn}

$$q_{dyn} (z_j) = q_{ref} \times C_e (z_j) \dots \dots \dots [N/m^2]. [RNV2013, P: 50; Paragraph 2.3.1].$$

Avec :

- q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en Fonction de la zone du vent : $q_{ref} = 435$ N/m²

- C_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du Coefficient de topographie (C_t) : $C_e(z) = C_t^2(z) * C_r^2(z) * [1+7 I_v(z)]$
- Z_j : hauteur de référence : $Z_j = 10m$.

a) Coefficient de rugosité (C_r)

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse Moyenne du vent, il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$C_r(z) = \begin{cases} K_t * \ln(z/z_0) & \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200 \\ K_t * \ln(z_{\min}/z_0) & \text{pour } z < z_{\min} \end{cases}$$

- Facteur de terrain $K_t = 0.19$.
- La rugosité $Z_0 = 0.05m$.
- La hauteur minimale $Z_{\min} = 2m$.
- La hauteur considérée $Z = 10m$.

b) Pression dynamique de pointe

$$q_p(Z_e) = q_{\text{réf}} \times C_e(Z_e)$$

1) Parois vertical $Z_e = 10 m$:

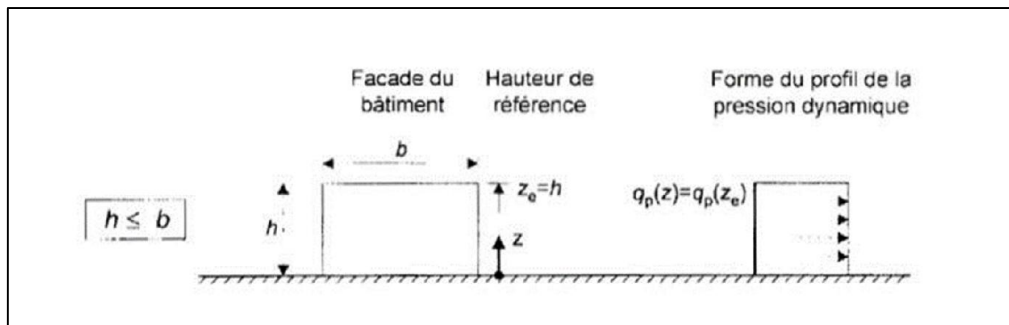


Figure II.2 : Pression dynamique sur le hangar [RNV99 version2013].

1-1 Catégorie du terrain:

- Facteur de terrain $K_t = 0.19$.
- La rugosité $Z_0 = 0.05m$.
- La hauteur minimale $Z_{\min} = 2m$.
- La hauteur considérée $Z = 10m$.

1-2 Coefficient de rugosité:

$$\begin{cases} C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200m \\ C_r(Z) = 0.19 \times \ln\left(\frac{10}{0,05}\right) & \text{pour } 2 \leq 10 \leq 200m \\ C_r(Z) = 1,01 & \end{cases}$$

1-3 Intensité de turbulence:

$$\left\{ \begin{array}{l} I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{pour } z > z_{\min} \\ I_v(Z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{10}{0,05}\right)} \quad \text{pour } 10 > z \\ I_v(Z) = 0,19 \end{array} \right.$$

1-4 Coefficient de topographie:

On suppose que le terrain est plat.

Donc coefficient de topographie $C_t(Z) = 1$

1-5 Coefficient exposition:

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

$$C_e(Z_e) = 1^2 \times 1,007^2 \times [1 + 7 \times 0,189]$$

$$C_e(Z_e) = 2,35$$

1-6 Valeur de la pression de pointe :

$$q_p(Z_e) = q_{\text{réf}} \times C_e(Z_e)$$

$$q_p(Z_e) = 435 \times 2,356$$

$$q_p(Z_e) = 1024,86 \text{ N/m}^2$$

b) Toiture $Z_e = 12 \text{ m}$:

1-1 Catégorie du terrain:

- Facteur de terrain $K_t = 0.19$.
- La rugosité $Z_0 = 0.05 \text{ m}$.
- La hauteur minimale $Z_{\min} = 2 \text{ m}$.
- La hauteur considérée $Z = 10 \text{ m}$.

1-2 Coefficient de rugosité:

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(Z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(Z) = 0.19 \times \ln\left(\frac{12}{0,05}\right) \quad \text{pour } 2 \leq 12 \leq 200 \text{ m} \\ C_r(Z) = 1,04 \end{array} \right.$$

1-3 Intensité de turbulence:

$$\begin{cases} I_v(Z) = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pour } z > z_{\min} \\ I_v(Z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{12}{0,05}\right)} & \text{pour } 12 > 2 \\ I_v(Z) = 0,18 \end{cases}$$

1-4 Coefficient de topographie :

On suppose que le terrain est plat.

Donc coefficient de topographie $C_t(Z) = 1$

1-5 Coefficient exposition:

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

$$C_e(Z_e) = 1^2 \times 1,041^2 \times [1 + 7 \times 0,182]$$

$$C_e(Z_e) = 2,47$$

1-6 Valeur de la pression de pointe :

$$q_p(Z_e) = q_{\text{réf}} \times C_e(Z_e)$$

$$q_p(Z_e) = 435 \times 2,464$$

$$q_p(Z_e) = 1071,84 \text{ N/m}^2$$

Tableau II.3 : Coefficient de pression dynamique q_{dyn} de notre projet [RNV99 version2013].

	Parois verticales : $z_e = 10 \text{ m}$	Toiture : $z_e = 12 \text{ m}$
C_r	1,01	1,04
I_v	0,19	0,18
C_e	2,35	2,47
$q_p(\text{N/m}^2)$	1023,25	1074,15

II.3.2. Coefficient dynamique Cd

Le coefficient dynamique Cd tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure. [6]

Il dépend de la hauteur et la largeur de la structure, ainsi que du matériau de la structure.

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur inférieure à 15m (12m).

Donc : $C_d < 1,2$

La construction est peu sensible aux excitations dynamiques.

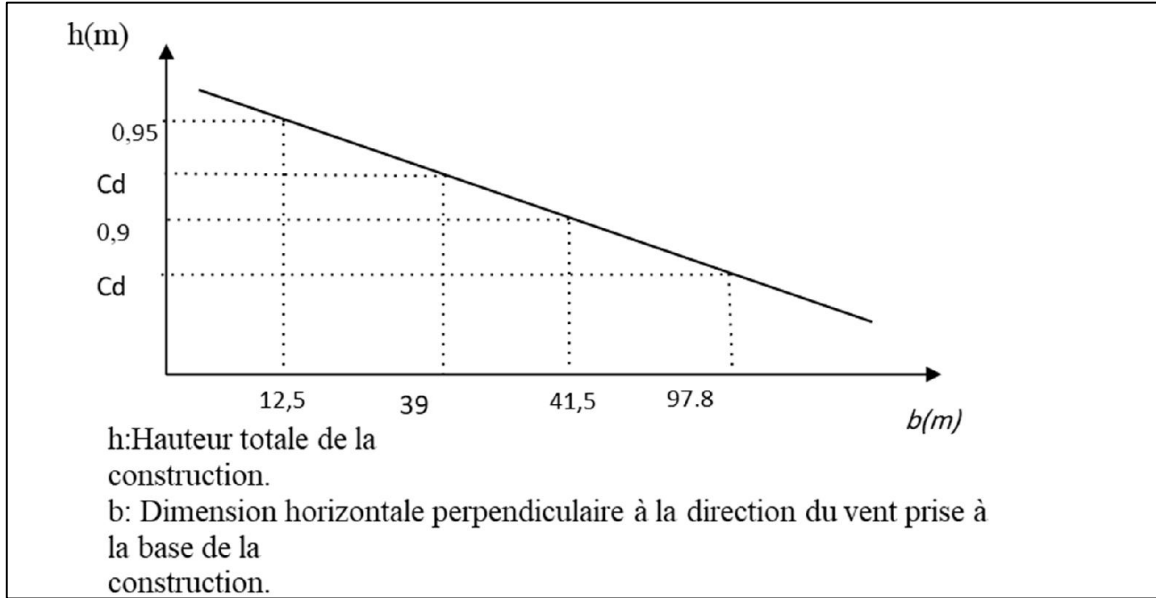


Figure II.3: Graphe d'interpolation et d'extrapolation [RNV99 version2013].

$$tg\alpha = \frac{0.95-0.9}{41.5-12.5} = 1.72 \times 10^{-3}$$

Vent perpendiculaire au long pan :

$$C_{d1} = 0.91$$

Vent perpendiculaire au pignon :

$$C_{d2} = 0.93$$

II.3.3. Coefficients de pression extérieure (Cpe)

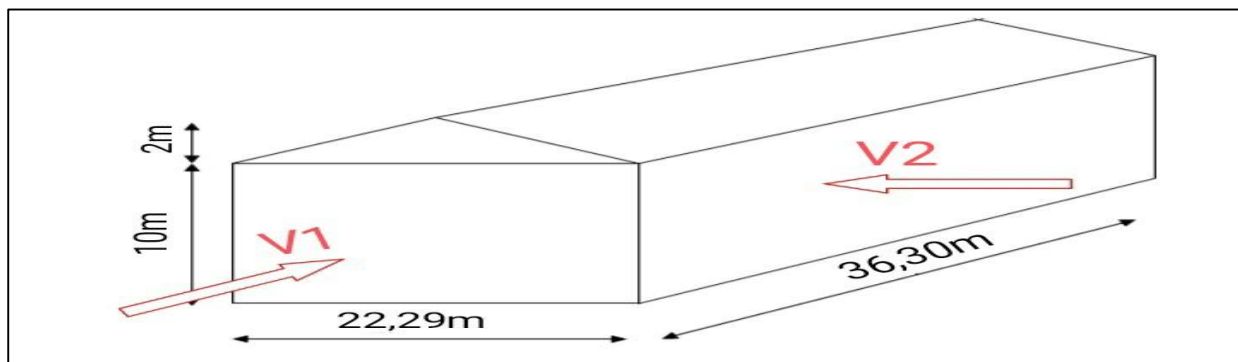


Figure II.4 : Directions du vent sur la structure.

a) Vent perpendiculaire au long pan direction V1: $\theta = 0^\circ$

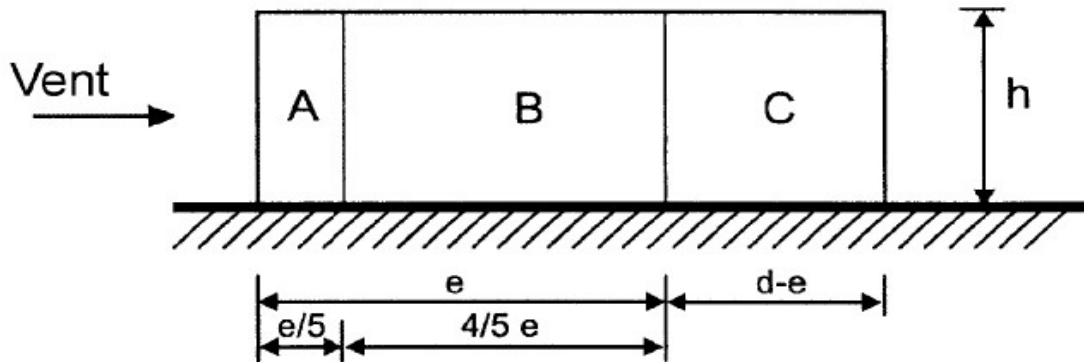


Figure II.4 : Légende relative aux murs verticaux (a) [RNV99 version2013].

1) Parois verticales:

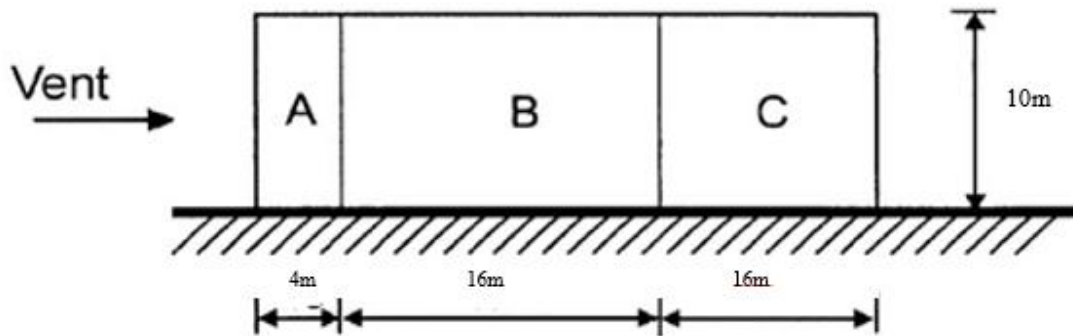


Figure II.5 : Légende relative aux murs verticaux (b) [RNV99 version2013].

$$h = 10 \text{ m}, \quad b = 36 \text{ m}, \quad d = 22 \text{ m}$$

$$e = \min(b; 2h) \rightarrow e = \min(36; 2 \times 10) \rightarrow e = \min(36; 20) \quad \text{donc} \quad e = 20 \text{ m}$$

- Zone A : $\frac{e}{5} = \frac{20}{5} = 4 \text{ m}$
- Zone B : $e - \left(\frac{e}{5}\right) = 20 - \left(\frac{20}{5}\right) = 16 \text{ m}$
- Zone C : $d - e = 22 - 20 = 2 \text{ m}$

Les valeurs du coefficient de pression extérieure sont données dans le tableau 5.1 page 81 du DTR

Tableau II.4 : Les valeurs du coefficient de pression extérieure.

Zone	Surfaces (m ²)	Cpe
A	$4 \times 10 = 40 > 10$ donc $Cpe = Cpe_{10}$	-1
B	$16 \times 10 = 160 > 10$ donc $Cpe = Cpe_{10}$	-0,8
C	$2 \times 10 = 20 > 10$ donc $Cpe = Cpe_{10}$	-0,5
D	$36 \times 10 = 360 > 10$ donc $Cpe = Cpe_{10}$	+0,8
E	$36 \times 10 = 360 > 10$ donc $Cpe = Cpe_{10}$	-0,3

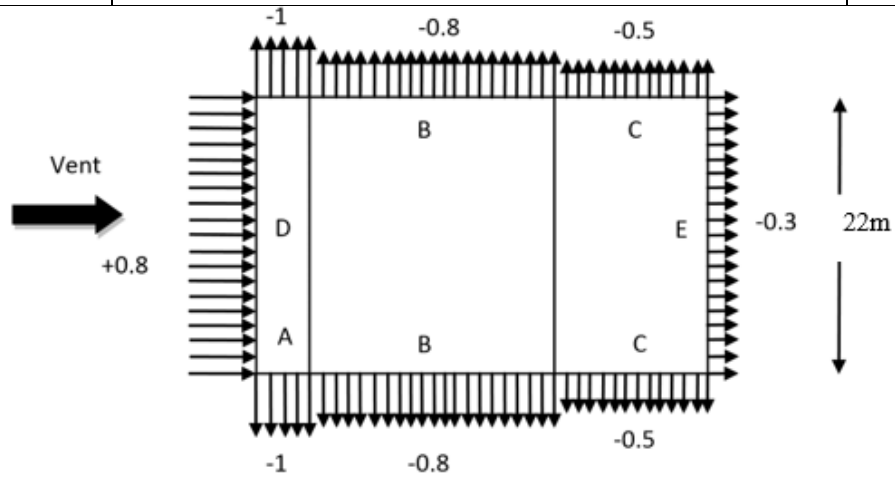


Figure II.6 : Répartition du coefficient de pression extérieur sur les parois.

2) Toiture :

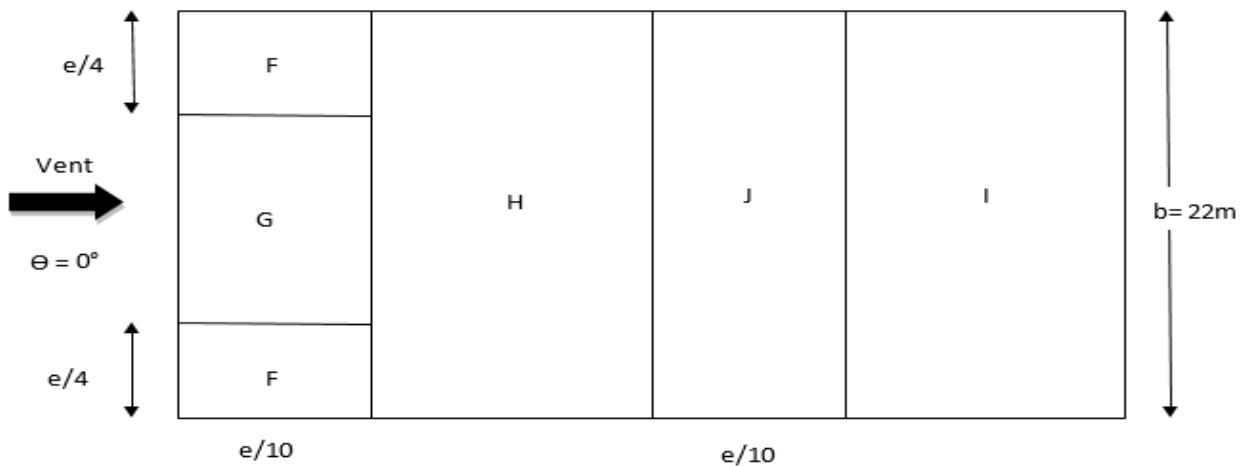


Figure II.7 : Répartition des surfaces sur la toiture (V₁).

$h = 12 \text{ m}, \quad b = 36 \text{ m}, \quad d = 22 \text{ m}$

$e = \min (b; 2h) \rightarrow e = \min (36; 2 \times 12) \rightarrow e = \min (36; 24) \quad \text{donc} \quad e = 24 \text{ m}$

- Zone F : $\frac{e}{10} \times \frac{e}{4} = \frac{24}{10} \times \frac{24}{4} = 14,4 \text{ m}^2$

- Zone G : $\left(b - \left(2 \times \frac{e}{4}\right)\right) \times \frac{e}{10} = \left(36 - \left(2 \times \frac{24}{4}\right)\right) \times \frac{24}{10} = 57,6\text{m}^2$
- Zone H : $\left(\left(d - \left(2 \times \frac{e}{10}\right)\right)/2\right) \times b = \left(\left(22 - \left(2 \times \frac{24}{10}\right)\right)/2\right) \times 36 = 309,6\text{ m}^2$
- Zone I : $\frac{e}{10} \times b = \frac{24}{10} \times 36 = 86,4\text{ m}^2$
- Zone J : $\left(d - \left(2 \times \frac{e}{10}\right)\right)/2 \times b = \left(22 - \left(2 \times \frac{24}{10}\right)\right)/2 \times 36 = 309,6\text{ m}^2$

Tableau II.5 : Les valeurs du coefficient de pression extérieure de la direction V₁(toiture).

Zone	Surface	Cpe(α = 5°)	Cpe(α = 10.31°)	Cpe(α = 15°)
F	14,4 m ²	-1.75	-1.33	-0.96
		+0.0	0.11	+0.2
G	57,6m ²	-1.2	-0.99	-0.8
		+0.0	0.11	+0.2
H	309,6 m ²	-0.6	-0.44	-0.3
		+0.0	0.11	+0.2
I	86,4 m ²	-0.6	-0.49	-0.4
J	309,6 m ²	-0.6	-0.81	-1.0
		+0.2	0.09	0.0

b)-Vent perpendiculaire au pignon direction V2 : θ = 90°

1) Parois verticales :

h = 10 m, b = 22 m, d = 36 m

$e = \min(b; 2h) \rightarrow e = \min(22; 2 \times 10) \rightarrow e = \min(22; 20)$ donc $e = 20\text{ m}$

- Zone A : $\frac{e}{5} = \frac{20}{5} = 4\text{ m}$.
- Zone B : $e - \left(\frac{e}{5}\right) = 20 - \left(\frac{20}{5}\right) = 16\text{ m}$.
- Zone C : $d - e = 36 - 20 = 16\text{ m}$.

Les valeurs du coefficient de pression extérieure sont données dans le tableau 5.1 page 81 du DTR

Tableau II.6 : Valeurs de Cpe pour les parois verticales - direction V₂ du vent.

Zone	Surfaces (m ²)	Cpe
A	4 × 10 = 40 > 10 donc Cpe = Cpe ₁₀	-1
B	16 × 10 = 160 > 10 donc Cpe = Cpe ₁₀	-0,8
C	16 × 10 = 160 > 10 donc Cpe = Cpe ₁₀	-0,5
D	22 × 10 = 220 > 10 donc Cpe = Cpe ₁₀	+0,8
E	22 × 10 = 220 > 10 donc Cpe = Cpe ₁₀	-0,3

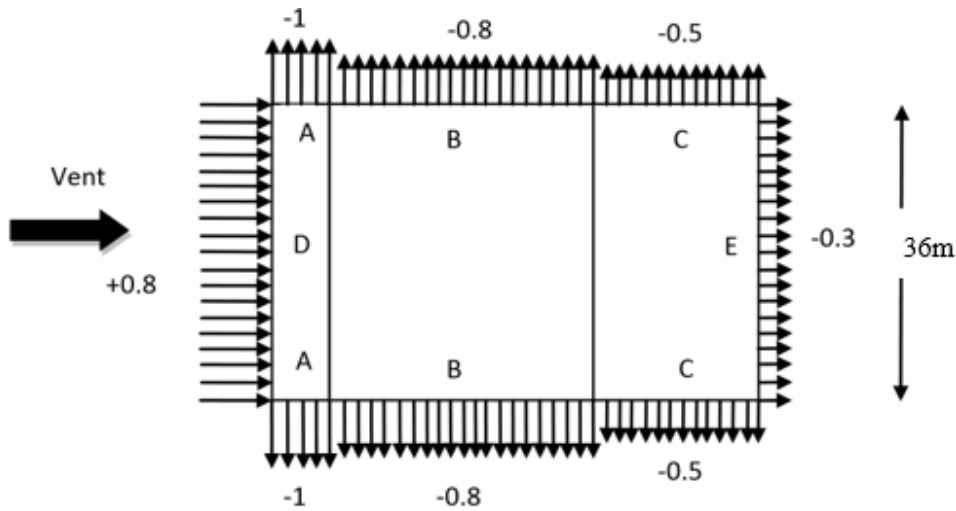


Figure II.8 Valeurs de Cpe pour les parois verticales - direction V2 du vent.

2) Toiture :

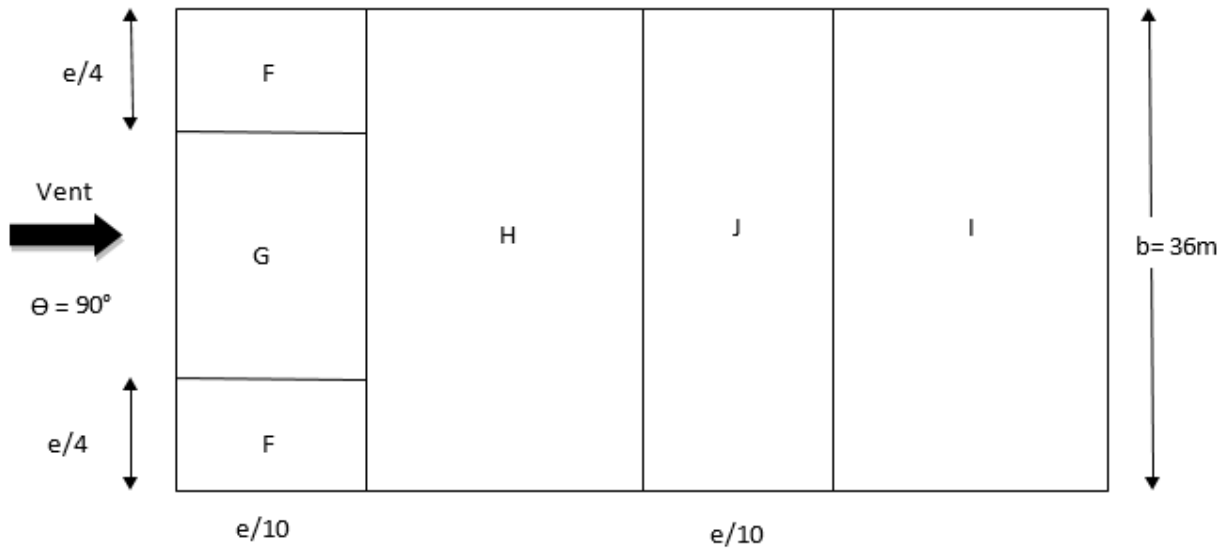


Figure II.9 : Répartition des surfaces sur la toiture (V₂).

$h = 12 \text{ m}, \quad b = 22 \text{ m}, \quad d = 36 \text{ m}.$

$e = \min(b; 2h) \rightarrow e = \min(22; 2 \times 12) \rightarrow e = \min(22; 24) \quad \text{donc} \quad e = 22 \text{ m}.$

- Zone F : $\frac{e}{10} \times \frac{e}{4} = \frac{22}{10} \times \frac{22}{4} = 12,1 \text{ m}^2.$
- Zone G : $(b - (2 \times \frac{e}{4})) \times \frac{e}{10} = (22 - (2 \times \frac{22}{4})) \times \frac{22}{10} = 24,2 \text{ m}^2.$
- Zone H : $b \times (\frac{e}{2} - \frac{e}{10}) = 22 \times (\frac{22}{2} - \frac{22}{10}) = 193,6 \text{ m}^2.$
- Zone I : $(d - \frac{e}{2}) \times b = (36 - \frac{22}{2}) \times 22 = 550 \text{ m}^2.$

Tableau II.7 : Les valeurs du coefficient de pression extérieure de la direction V_2 (toiture).

Zone	Surface	$C_{pe}(\alpha = 5^\circ)$	$C_{pe}(\alpha = 10.31^\circ)$	$C_{pe}(\alpha = 15^\circ)$
F	12,1 m ²	-1.65	-1.50	-1.36
G	24,2 m ²	-1.3	-1.3	-1.3
H	193,6 m ²	-0.7	-0.65	-0.6
I	550 m ²	-0.6	-0.55	-0.5

II.3.3 Calcule des coefficients de pression intérieure :

On doit tout d'abord situer notre bâtiment vis-à-vis des règles de calcul du coefficient de pression intérieur.

- **Face 1 :** Une Porte de 5/4 m et deux fenêtres de 2/1,1 m.
- **Face 2 :** 6 fenêtres de 2/1,1 m.
- **Face 3 :** aucunes portes et aucunes fenêtres.
- **Face 4:** 6 fenêtres de 2/1,1 m.
- **Toiture :** aucunes portes et aucunes fenêtres.

Tableau II.8: Vérification des conditions de la toiture isolée.

	Surface des ouvertures dans la face (m ²)	Surface de la face (m ²)	(%)
Face 1 (Pinon 1)	$S_{ouv} = 2 \times 1,1 \times 2 + 5 \times 4 = 24,4 \text{ m}^2$	$22 \times 10 + 11 \times 2 = 242 \text{ m}^2$	10,08 %
Face 2 (Long pan 1)	$S_{ouv} = 2 \times 1,1 \times 6 = 13,2 \text{ m}^2$	$36 \times 10 = 360 \text{ m}^2$	3,67 %
Face 3 (Pinon 2)	$S_{ouv} = 2 \times 1,1 \times 2 + 5 \times 4 = 24,4 \text{ m}^2$	$22 \times 10 + 11 \times 2 = 242 \text{ m}^2$	10,08 %
Face 4 (Long pan 2)	$S_{ouv} = 2 \times 1,1 \times 6 = 13,2 \text{ m}^2$	$36 \times 10 = 360 \text{ m}^2$	3,67 %
Face Toiture	$S_{ouv} = 0 \text{ m}^2$	$11,18 \times 36 \times 2 = 804,96 \text{ m}^2$	0%

Aucune surface des ouvertures ne représente plus de 30% de la surface de la face, donc les conditions de la toiture isolée ne sont pas vérifiées.

Tableau II.9 : Vérification des conditions de la face dominante.

	Surface des ouvertures dans la face (m^2)	$2 \times$ la surface des ouvertures des autres face (m^2)	$S_{ouv} > 2 \times S_{ouv}$
Face 1 (Pinon 1)	$S_{ouv} = 2 \times 1,1 \times 2 + 5 \times 4 = 24,4 m^2$	$2 \times (13,2 + 24,4 + 13,2) = 101,6 m^2$	Non
Face 2 (Long pan 1)	$S_{ouv} = 2 \times 1,1 \times 6 = 13,2 m^2$	$2 \times (24,4 + 24,4 + 13,2) = 124 m^2$	Non
Face 3 (Pinon 2)	$S_{ouv} = 2 \times 1,1 \times 2 + 5 \times 4 = 24,4 m^2$	$2 \times (24,4 + 13,2 + 13,2) = 101,6 m^2$	Non
Face 4 (Long pan 2)	$S_{ouv} = 2 \times 1,1 \times 6 = 13,2 m^2$	$2 \times (24,4 + 13,2 + 24,4) = 124 m^2$	Non
Face Toiture	$S_{ouv} = 0 m^2$	$2 \times (24,4 + 13,2 + 24,4 + 13,2) = 150,4 m^2$	Non

Condition non vérifiée, donc pas de face dominante pour notre bâtiment. Alors le calcul de coefficient de pression intérieure sera effectué selon l'article 5.2.2.2 (page 96) du DTR C2.47 On détermine tout d'abord l'indice de perméabilité u_p (cf. chapitre 5, § 2.2.2).

1) Direction du vent V1

$$u_p = (24,4 \times 2 + 13,2) / (24,4 \times 2 + 13,2 \times 2)$$

$$u_p = 0,82$$

Calcul H/d :

$$H/d = 10/22$$

$$H/d = 0,45 \quad \text{donc} \quad 0,25 < H/d < 1$$

$$\text{Pour } u_p = 0,82 \text{ et } H/d > 1 \quad C_{pi} = - 0.3$$

$$\text{Pour } u_p = 0,82 \text{ et } H/d \leq 0,25 \quad C_{pi} = - 0.2$$

$$\text{Pour } u_p = 0,82 \text{ et } H/d = 0,45 \quad C_{pi} = - 0.60$$

2) Direction du vent V2

$$u_p = (24,4 + 13,2 \times 2) / (24,4 \times 2 + 13,2 \times 2)$$

$$u_p = 0,68$$

Calcul Ht/d :

$$Ht/d = 12/36$$

$$Ht/d = 0,33 \quad \text{donc} \quad 0,25 < Ht/d < 1$$

$$\text{Pour } U_p = 0,68 \text{ et } Ht/d > 1 \quad C_{pi} = - 0.16$$

$$\text{Pour } U_p = 0,68 \text{ et } Ht/d \leq 0,25 \quad C_{pi} = - 0.4$$

$$\text{Pour } U_p = 0,68 \text{ et } Ht/d = 0,33 \quad C_{pi} = - 0.60$$

II.3.4 Calcul des pressions aérodynamique du vent :

1) Direction V_1 du vent:

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

Tableau II.10 : La récap des paramètres dans notre projet sur la direction du vent V_1 (Parois verticales).

Zone	C_d	$q_p (N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_j (N/m^2)$
A	0.91	1023.25	-1.00	-0.75	-232.65
B	0.91	1023.25	-0.80	-0.60	-186.12
C	0.91	1023.25	-0.50	-0.38	-116.33
D	0.91	1023.25	0.80	0.60	186.12
E	0.91	1023.25	-0.30	-0.23	-69.80

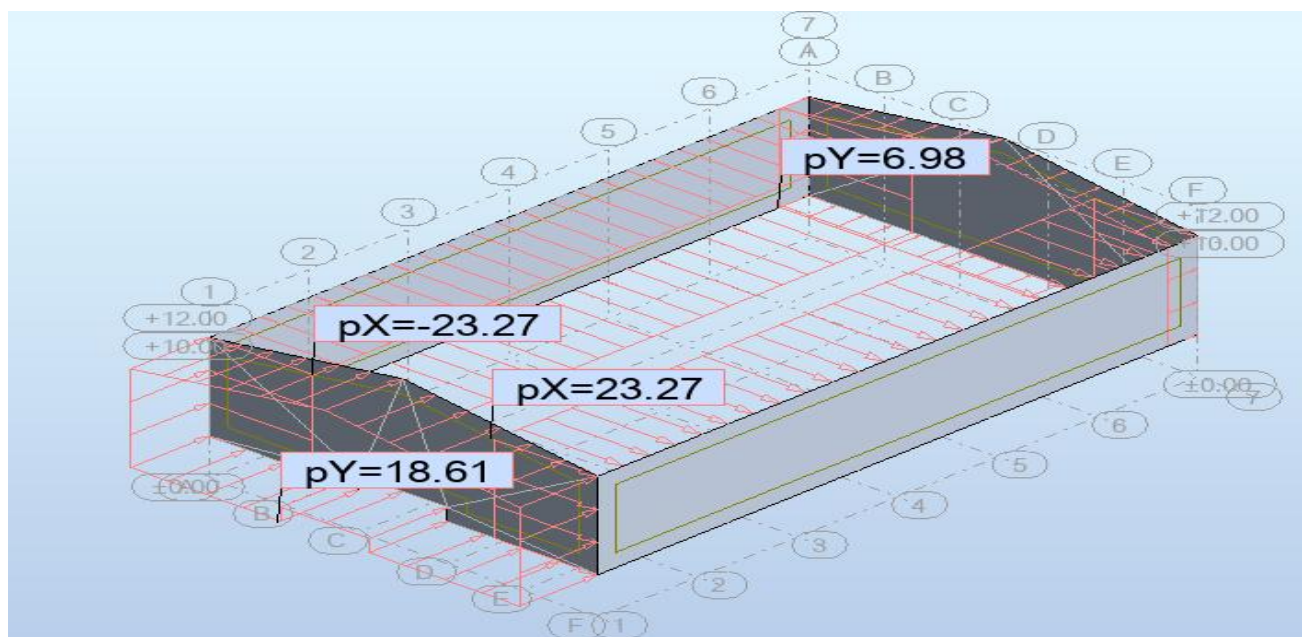


Figure II.10 : Présentation de la charge du vent V_1 (Parois verticales).

Tableau II.11 : La récap des paramètres dans notre projet sur la direction du vent V₁ (Toiture).

Zone	C _d	q _p (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W _j (N/m ²)
F	0.91	1074.15	-1.59	-1.19	-388.32
G	0.91	1074.15	-1.30	-0.98	-317.49
H	0.91	1074.15	-0.65	-0.49	-158.75
I	0.91	1074.15	0.55	0.41	134.32
J	0.91	1074.15	-1.59	-1.19	-388.32

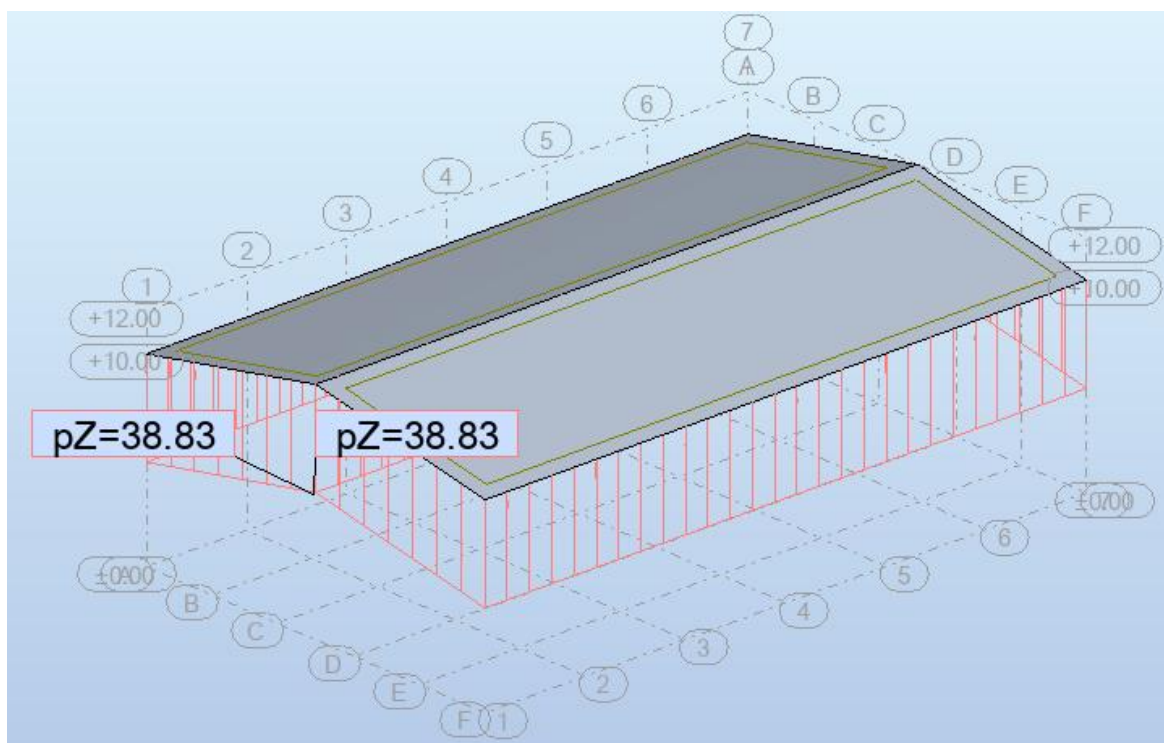


Figure II.11: présentation de la charge du vent V₁ (Toiture).

2) Direction V₂ du vent:

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

Tableau II.12: La récap des paramètres dans notre projet sur la direction du vent V₂ (Parois verticales).

Zone	C _d	q _p (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	W _j (N/m ²)
A	0.93	1023.25	-1.00	-0.75	-238.81
B	0.93	1023.25	-0.80	-0.60	-191.05
C	0.93	1023.25	-0.50	-0.38	-119.41
D	0.93	1023.25	0.80	0.60	191.05
E	0.93	1023.25	-0.30	-0.23	-71.64

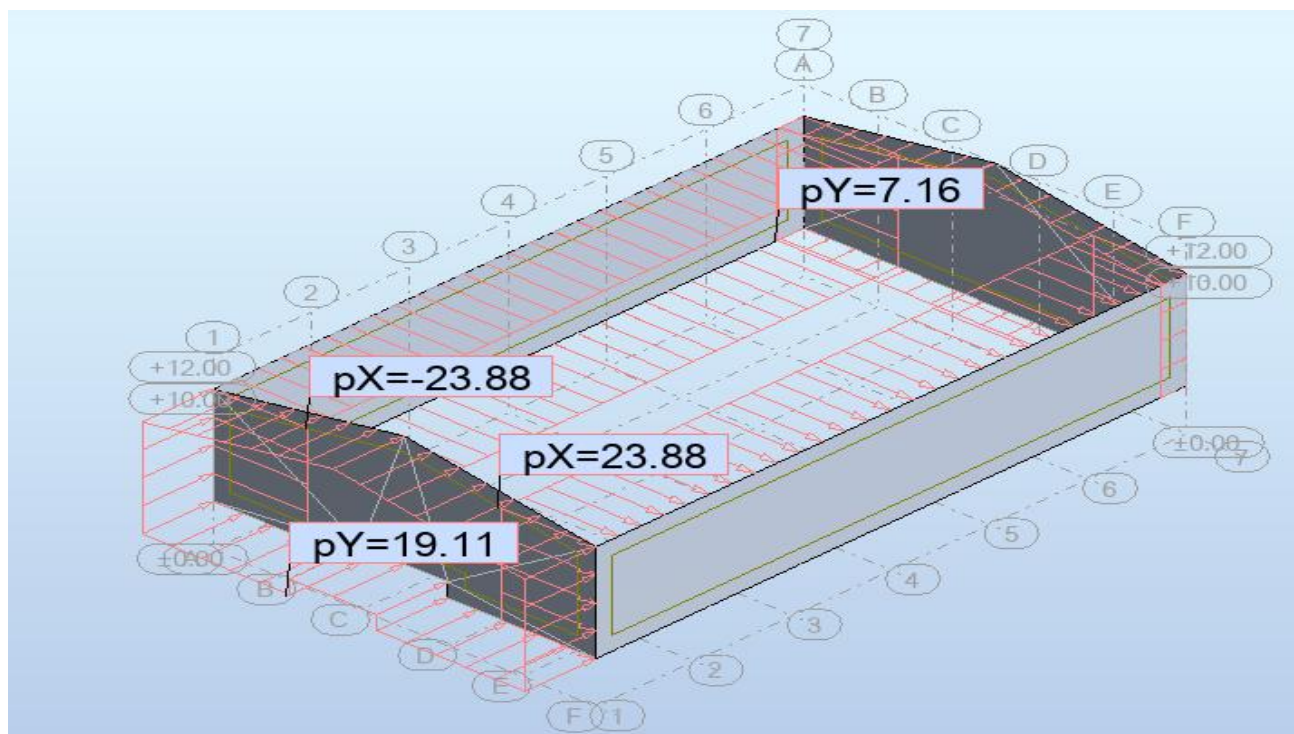


Figure II.12 : présentation de la charge du vent V_2 (Parois verticales).

Tableau II.13 : La récap des paramètres dans notre projet sur la direction du vent V_1 (Toiture).

Zone	C_d	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	W_j (N/m ²)
F	0.93	1074.15	-1.25	-0.94	-313.36
G	0.93	1074.15	-1.00	-0.75	-250.69
H	0.93	1074.15	-0.45	-0.34	-112.81
I	0.93	1074.15	-0.50	-0.38	-125.35

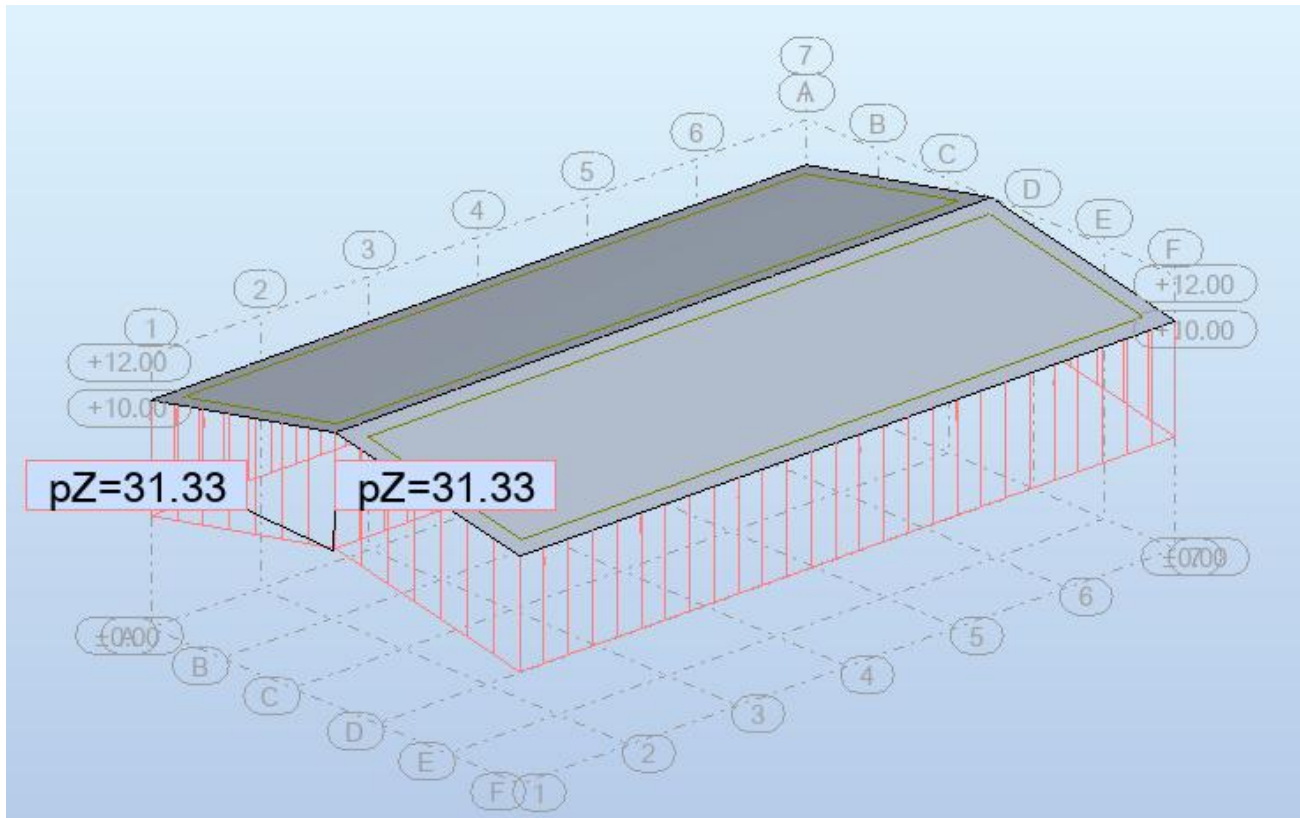


Figure II.13: présentation de la charge du vent V₂ (Toiture).

A partir des données de pressions aérodynamiques du vent la valeur maximale de la pression du vent est une dépression ↑ de :

$$W(Z_j) = -38\ 832\ \text{N/m}^2$$

On va prendre la valeur absolue de cette pression du vent qui est de :

$$W(Z_j) = 38\ 832\ \text{N/m}^2$$

$$W(Z_j) = 38.8\ 32\ \text{daN/m}^2$$

II .4 Calcul de la force de frottement :

Les effets de frottements du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l’aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 4 fois l’aire totale de toutes les surfaces perpendiculaires au vent.

- Pour V1, V3 :

$$S1 + S3 < 4 \times (S2+S4)$$

$$(22 \times 10) \times 2 < 4 \times (36 \times 10) \times 2$$

$$440\text{m}^2 < 2880\ \text{m}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

- **Pour V2, V4 :**

$$S2 + S4 < 4 \times (S1+S3)$$

$$(36 \times 10) \times 2 < 4 \times (22 \times 10) \times 2$$

$$720 \text{ m}^2 < 1760 \text{ m}^2 \text{ (Condition vérifiée) Avec :}$$

- S1, S3: Surfaces pignon.
- S2, S4: Surfaces long-pan.

Puisque les conditions sont vérifiées donc les effets de frottement du vent sont négligés.

II .5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques).

Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnement des éléments de la structure (panne, poteau, ...).

A decorative border of small black asterisks surrounds the entire page. The asterisks are arranged in a grid pattern, with a slightly larger gap at the corners to accommodate the text box.

CHAPITRE III :
Dimensionnement des
éléments secondaires

III.1.1. Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à définir les profiles qui devront résister aux différentes sollicitations au quelle ils sont soumis à la règle de CCM97, le principe de la vérification nécessaire à la résistance et à la stabilité. Les profiles concernées par cette étude sont : les pannes, les lisses de bardages et les potelets.

Les éléments secondaires sont destinés à reprendre les sollicitations dues au vent et assurer la stabilité d'ensemble de la structure. Dans cette partie, nous calculons les chéneaux, les pannes, les liernes et les lisses de bardages et enfin les poutres de roulement. [7]

III.1.2 Calcul des cheneaux

Le chéneau à pour rôle l'évacuation des eaux pluviales et éviter leur stagnation afin d'assurer une bonne étanchéité de la toiture et de la construction.

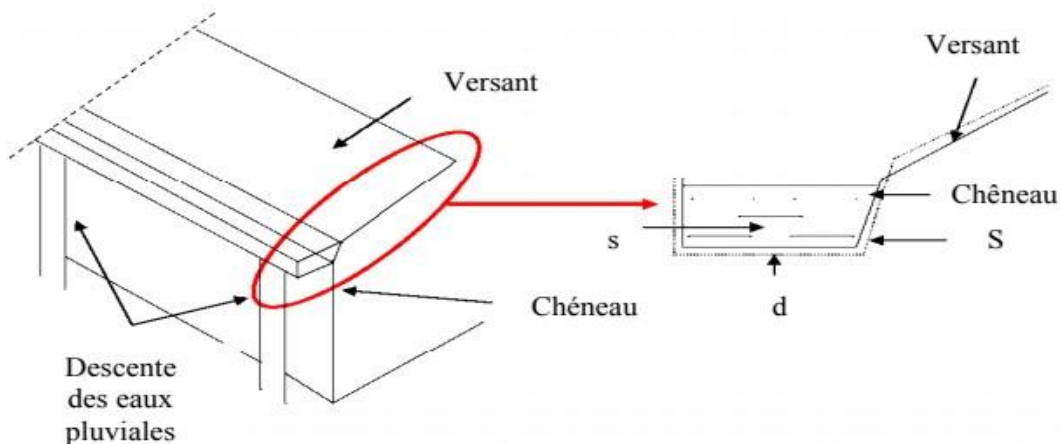


Figure III.1: Chéneau (coupe transversale).

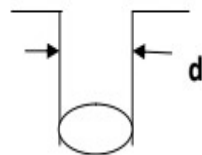


Figure III.2: Moignon cylindrique.

La section du chéneau sera déterminée comme suit : $\frac{s}{s} \geq \frac{63}{\sqrt{\frac{s}{d^3}}}$

Avec :

- **s** : Section transversale du chéneau en cm^2 .
- **S** : Surface couverte du chéneau en m^2 .
- **d** : Périmètre de la section mouillée du chéneau en cm.
- **p** : Pente du chéneau.

Le chéneau est de type moignon cylindrique – sans trop plein, on prend 05 points de dessertes d'eau sur le long pan.

$$\rho = 2 \text{ mm/m (2‰)}$$

$$S = (11.32 \times 36.30)/7 = 58.70 \text{m}^2$$

Suivant les abaques (voir Annexe 2) : $S = 58.70 \text{cm}^2$

$$d = 11 \text{ cm}$$

On prend un tuyau de PVC de diamètre 125mm.

III.2. Caractéristiques de la tôle de couverture

La couverture est en panneau sandwich type TL75 d'épaisseur 75 mm avec tolérance $-2/+5$ mm, Elle sera disposée de manière à utiliser son module de résistance maximale, (I/V) max.

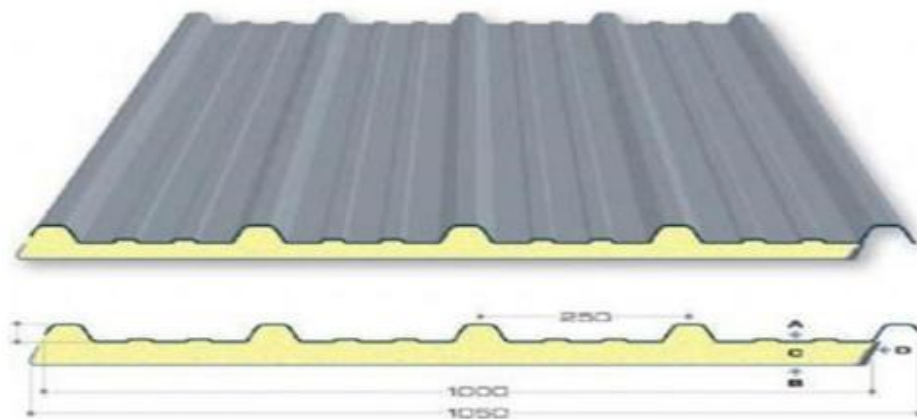


Figure III.3. Panneau Sandwich TL75.

- | | |
|------------------------------------|------------------------------------|
| • Poids propre (TL75 0.7mm/0.5mm) | $P = 12.925 \text{ Kg/m}^2$ |
| • Contrainte de rupture | $f_u = 400 \text{ N/mm}^2$ |
| • Contrainte élastique | $f_y = 160 \text{ N/mm}^2$ |
| • Flèche admissible | $\delta_{max} = l/200$ |
| • Module de résistance | $w = 9,24 \text{ cm}^3/\text{ml}$ |
| • Moment d'inertie | $I = 27,21 \text{ cm}^4/\text{ml}$ |

III.2.1. Calcul des pannes de couverture

La panne est une pièce de charpente qui supporte la couverture et de transmette les charges et surcharges ;Elle relie les fermes et/ou les pignons et sert de support au système de couverture (platelage type bac acier, plateau, panneau bois, plaque fibre ciment, translucide ou chevrons + liteaux + tuile).[6]

Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitations et climatiques. En fonction de sa position dans la charpente, la panne prend un nom particulier :

- La panne faîtière, située au sommet de la charpente d'un toit à pans.
- La panne sablière, située en bas de pente.
- Les pannes intermédiaires, situées entre la panne sablière et la panne faîtière, sont appelées pannes ventrières.

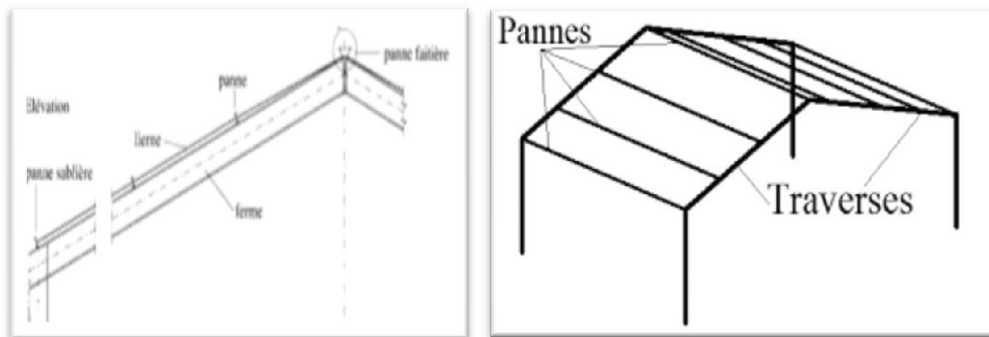


Figure III.4: Pannes de couverture.

III.2.1.1. Charges à prendre en considération

- | | |
|-------------------------------------|----------------------------|
| • Poids propre (TL 75 0.7mm/0.5mm) | $P = 14.2 \text{ daN/m}^2$ |
|-------------------------------------|----------------------------|

- Poids propre d'accessoires de pose $G=5 \text{ daN/m}^2$
- Charges d'entretien $Q = 100 \text{ daN/m}^2$
- Action de la neige $S = 15.1 \text{ daN/m}^2$
- Action du vent $W_1 = -82.29 \text{ daN/m}^2$
 $W_2 = 13.72 \text{ daN/m}^2$

III.2.2. Espacement entre pannes

On prend un espacement entre pannes de 1.344 m (8 fois) et extrémité 0.15m et 0.1 m.

$\text{Cos}10.31^\circ = 10.85 / x \Rightarrow x=11028 \text{ mm.}$

Le profilé estimé comme panne est : IPE120.

- Donc il y a 09 pannes.

III.2.3. Détermination des sollicitations

III.2.3.1. Evaluation des charges et surcharges

a) Les charges permanentes (G) :

Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs TL75).....	12.92Kg/m ²
Poids propre d'accessoire d'attache.....	1.5Kg/m ²
Poids propre de la panne estimé (IPE120).....	10.4Kg/ml

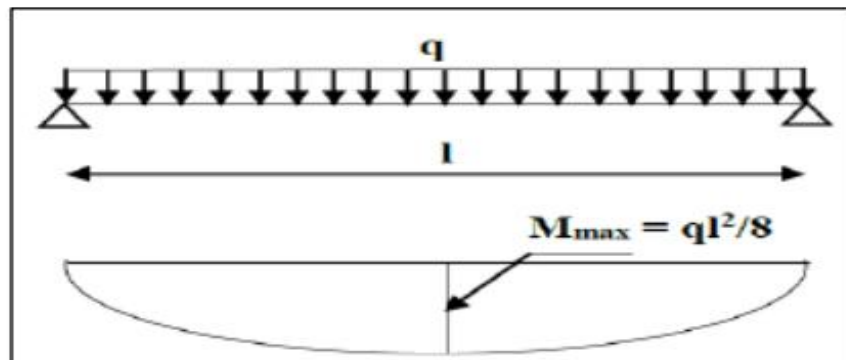


Figure III.5: Schéma statique de la panne sous la charge permanente.

$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) * e + P_{\text{panne}}$
 e : espacement entre les pannes ($e= 1,344\text{m}$)

$$G = (12.92 + 1.5) * 1,344 + 10.4 = 29.78 \text{ Kg/m}$$

$$G = 0.2978 \text{ KN/m.}$$

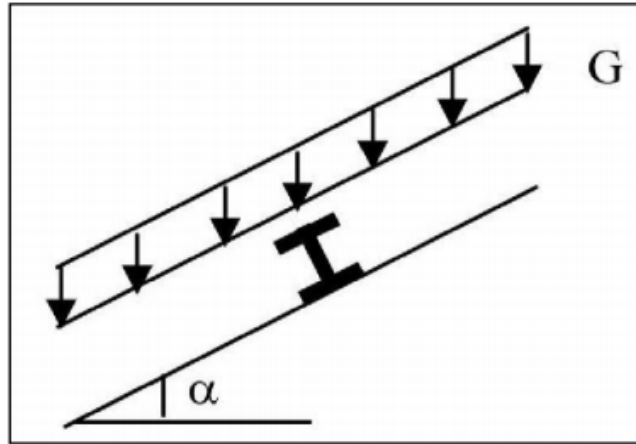


Figure III.6: Schéma statique des charges permanentes sur les pannes.

b) Surcharges d’entretien (Q)

Dans le cas des toitures inaccessible on considère uniquement dans les calculs une charge d’entretien qui est égale au poids d’un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne. [8]

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

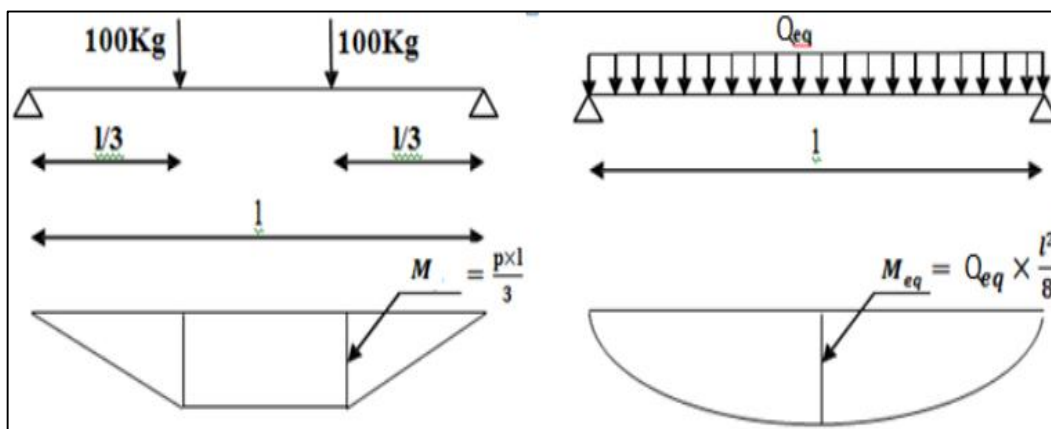


Figure III.7: Schéma statique de la poutre équivalente.

$$M_{max} Q \times \frac{1}{3} = Q_{eq} \times \frac{l^2}{8} \rightarrow Q_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{6}$$

$$Q_{eq} = 0.779115 \text{ N/m}^2$$

c) Surcharges climatiques :

- Surcharge du vent (W) :

$$W = -0.779115 \times 1.344 = -1.047 \text{ KN/m (soulèvement).}$$

$$W = -1.047 \text{ KN/m.}$$

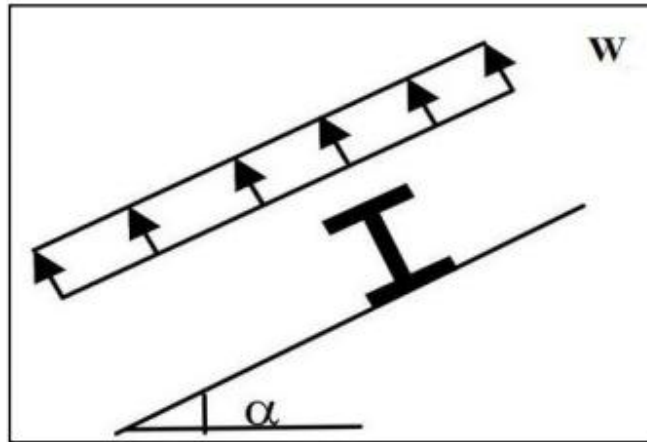


Figure III.8 : Schéma statique de la surcharge climatique de vent.

- Surcharges de la neige (S) :

La surcharge de la neige est en fonction de l'implantation du site de construction (région, altitude) et de la forme de la toiture (inclinaison, possibilité d'accumulation).

S : charge de la neige.

$$\text{Charge de la neige sur la toiture } S = 0.122 \text{ KN/m}^2$$

La charge linéaire de la neige sur la toiture est égal à :

$$S = 0.122 \times 1.344 \Rightarrow S = 0,164 \text{ KN/m.}$$

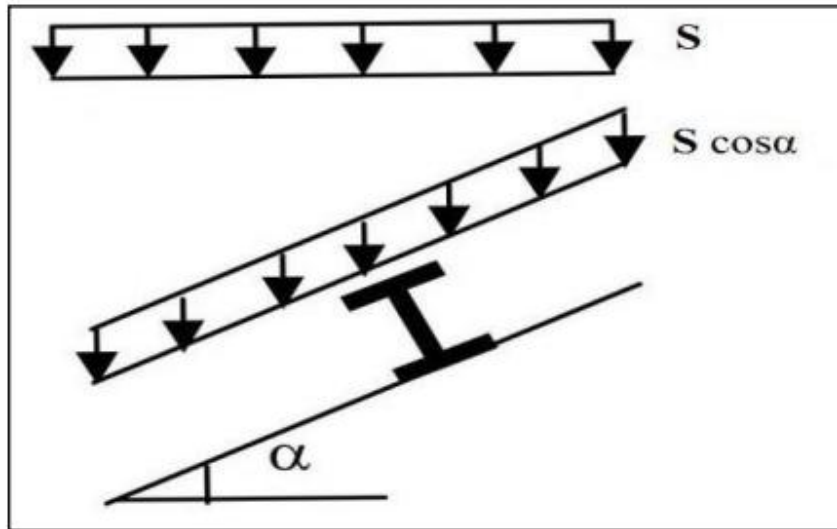


Figure III.9 : Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.

III .2.3.2 Les charges et surcharges appliquées :

- $G = 0.2978 \text{ KN/m.}$
- $Q = 0.444 \text{ KN/m.}$
- $W = -1.047 \text{ KN/m.}$
- $S = 0,164 \text{ K N/m.}$

III .2.3.2.1 Décomposition des charges :

- Suivant l'axe Z-Z :

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0.293 \text{ KN/m.}$$

$$Q_{zz} = Q \cos \alpha = 0,437 \text{ KN/m.}$$

$$W_{zz} = W = -1,047 \text{ KN/m.}$$

$$S_{zz} = S \cos \alpha = 0.161 \text{ KN/m.}$$

- Suivant l'axe Y-Y :

$$G_{yy} = G \sin \alpha = 0,053 \text{ KN/m.}$$

$$Q_{yy} = Q \sin \alpha = 0,079 \text{ KN/m.}$$

$$W = 0 \text{ KN/m.}$$

$$S_{yy} = S \sin \alpha = 0,029 \text{ KN/m.}$$

III .2.3.3 Les combinaisons d'actions :

1) ELU :

❖ **Suivant l'axe z-z**

$$\text{Combe 1} = 1.35 G_z + 1.5 Q_z = 1.051 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Combe 2} = 1.35 G_z + 1.5 S_z = 0.637 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Combe 3} = G_z + 1.5 W = -1.278 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Combe 4} = G_z + 1.35 W + S_z = -0.959 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Suivant l'axe y-y**

$$\text{Combe 1} = 1.35 G_y + 1.5 S_y = 0.115 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Combe 2} = 1.35 G_y + 1.5 Q_y = 0.19 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Combe 3} = 1.35 G_y = 0.072 \text{ KN/ml.}$$

Selon les deux axes y et z, les charges maximales à l'ELU /ml revenant à la panne la plus sollicitée est:

➤ $q_{uz} = G_z + 1.5 W = -1.278 \text{ KN/ml.}$

➤ $q_{uy} = 1.35 G_y + 1.5 Q_y = 0.19 \text{ KN/ml.}$

2) ELS:

❖ **Suivant l'axe z-z :**

$$\text{Combe 1} = G_z + Q_z = 0.73 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Combe 2} = G_z + S_z = 0.454 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Combe 3} = G_z + W = -0.754 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Suivant l'axe y-y:**

$$\text{Combe 1} = G_y + Q_y = 0.132 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Combe 2} = G_y + S_y = 0.082 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Combe 3} = G_y + W = 0.053 \text{ KN/ml.}$$

Selon les deux axes Y et Z ; les charges maximales à l'ELS /ml revenant à la panne.

➤ $q_{uz} = G_z + W = -0.754 \text{ KN/ml.}$

➤ $q_{uy} = G_y + Q_y = 0.132 \text{ KN/ml.}$

III .2.4 Principe de pré dimensionnement :

Les pannes sont sollicitées à la flexion déviée (flexion bi axiale).

Elles doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Condition de flèche (l'ELS).
- Condition de résistance (l'ELU).

Généralement, on fait le pré dimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance.

III .2.4.1 Vérification à l'ELS (flèche) :

Vérification à l'ELS :

La flèche a l'état limite $F_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{200} \rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_z \times 200 \times l^3}{384 \times E}$

$I_y \geq \frac{5 \times 0.437 \times 10^{-2} \times 200 \times 600^3}{384 \times 21000} = 117.0535 \text{ cm}^4$

Ce que nous donne $I_y \geq 117.053 \text{ cm}^4$ donc on adopte pour un IPE120 de service se fait avec les charges et surcharges de service (non pondérée) : $F \leq F_{adm}$

Pour une poutre sur deux appuis uniformément chargée (axe Z-Z) :

Donc on choisit un IPE 120 avec : $I_y = 317.8 \text{ cm}^4$

Tableau III.1 Caractéristiques de l'IPE 120

profile	Poids	Section	Dimensions					Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	tw mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE120	10.4	13.2	120	64	6.3	4.4	93.4	317.8	27.65	60.7	13.6	4.9	1.45

La combinaison les plus défavorables devient :

A L'ELU:

- $q_{uz} = -1.278 \text{ KN/ml}$.
- $q_{uy} = 0.19 \text{ KN/ml}$.

A L'ELS:

- $q_{uz} = -0.754 \text{ KN/ml}$.
- $q_{uy} = 0.132 \text{ KN/ml}$.

III.2.5 Dimensionnement des pannes

III.2.5.1 Condition de la flèche :

a) Calcul de la flèche suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{200} \quad \text{poutre sur 02 appuis}$$

$$f_z = \frac{5 \times 0.754 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 317.8} = 1.91 \text{ cm}$$

$$f_z = 1.91 \text{ cm} \leq \frac{l}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{donc la condition est vérifiée.}$$

b) Calcul de la flèche suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{200}$$

$$f_y = \frac{5 \times 0.132 \times 10^{-3} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 27.65} = 0.38 \text{ cm}$$

$$f_y = 0.38 \text{ cm} \leq \frac{l}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{donc la condition est vérifiée.}$$

III.2.6. Vérification a la flexion bi-axial a l'ELU

- Combinaison à l'ELU

$$F = 1.35G_j + 1.5Q_j \quad F = 1.35G + 0.9 \sum 1.5Q_j$$

$$yy' : \rightarrow 1.35G \sin \alpha + 1.5S \sin \alpha = 1.35 \times (0.053 \sin 10.31) + 1.5 \times (0.029 \sin 10.31) = 0.021 \text{ KN/m}$$

$$1.35 G \sin \alpha + 1.5Q \sin \alpha = 1.35 \times (0.053 \sin 10.31) + 1.5 \times (0.079 \sin 10.31) = 0.034 \text{ KN/m}$$

$$F_y = 0.034 \text{ KN/m}$$

$$zz' : \rightarrow G \cos \alpha + 1.5 W = 0.293 \cos 10.31 - (1.5 \times 1.047) = -1.28 \text{ KN/m}$$

$$1.35 G \cos \alpha + 1.5S \cos \alpha = 1.35 \times 0.293 \cos 10.31 + 1.5 \times (0.161) \cos 10.31 = 0.63 \text{ KN/m}$$

$$G \cos \alpha + Q \cos \alpha = 0.293 \cos 10.31 + 0.437 \cos 10.31 = 0.72 \text{ KN/m}$$

$$F_z = -1.28 \text{ KN/m}$$

- Classe de la section transversale :

$$\text{Ame fléchie : } \frac{d}{t_w} = \frac{93.4}{4.4} = 21.23 \leq 72 \varepsilon \Rightarrow \text{classe 1}$$

$$\text{Semelle comprimée : } \frac{c}{t_f} = \frac{22.8}{6.3} = 3.61 \leq 10 \varepsilon \Rightarrow \text{classe 1}$$

\Rightarrow La section est de classe 1

Sollicitation : On a une flexion bi axiale (flexion composée seule).

On doit vérifier la formule suivante :

$$\left(\frac{M_{y\,sd}}{M_{ply,\,rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z\,sd}}{M_{plz,\,rd}}\right)^\beta \leq 1$$

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

$$M_{ply,\,Rd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{60.7 \times 235}{1.1} = 12.97\text{KN.m}$$

$$M_{plz,\,Rd} = \frac{W_{plz} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{13.6 \times 235}{1.1} = 2.91\text{KN.m}$$

$$M_{y\,sd} = \frac{F_z \times l^2}{8} = \frac{-1.28 \times 6^2}{8} = -5.76\text{KN.m}$$

$$M_{z\,sd} = \frac{F_y \times l^2}{8} = \frac{0.034 \times 6^2}{8} = 0.153\text{KN.m}$$

$$\left(\frac{-5.76}{12.97}\right)^2 + \left(\frac{0.153}{2.91}\right)^1 = 0.24 \leq 1$$

Donc : la condition c'est vérifiée.

III.2.7. Vérification de la résistance à l'effort tranchant

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

- $V_{sdy} = \frac{F_y \times l}{2} = \frac{0.034 \times 6}{2} = 0.102\text{ KN}$
- $V_{sdz} = \frac{F_z \times l}{2} = \frac{-1.28 \times 6}{2} = -3.84\text{ KN}$

$$V_{pl,\,rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}}$$

A_v : l'aire de cisaillement

Profil en I : $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \longrightarrow$ voir EC3 5.4.6.2 . p158

$$A_v = 6.31\text{ cm}^2$$

$$V_{pl,\,rd} = 77.82\text{ KN}$$

$$V_{sd} = -3.84\text{ KN} < V_{pl,\,rd} = 77.82\text{ KN}$$

Donc : la condition c'est vérifiée.

III.2.8. Vérification au déversement

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : (EC3 ; Formule 5.48 page 176).

$$M_{sd} < M_{b,rd}$$

$$M_{sd} = M_{y,sd} = 5.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{x_{lt} \times \beta_w \times W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$$\beta_w = 1 \text{ (section de classe I)}$$

x_{lt} = est le facteur de réduction pour le déversement.

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2.$$

$$x_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2})} \quad \text{avec } x_{lt} \leq 1$$

$$\phi_{lt} = [0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda}_{lt} - 0.2)) + \bar{\lambda}_{lt}^2] \longrightarrow \alpha_{LT} = 0.21 \text{ (profil laminé)}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1}\right) \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{et} \quad \lambda_1 = 93.9\epsilon = 93.91$$

Avec $k = k_w = 1$ (pas d'encastrement aux extrémités)

$$C_1 = 1.132 \quad C_2 = 0.459$$

$$\lambda_{lt} = \frac{K_L / i_z}{\sqrt{C_1 \left[\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{K_L}{i_z}\right)^2 \right]^{0.25}}} = \frac{6000 / 14.5}{\sqrt{1.132 \left[(1)^2 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{6000}{\frac{14.5}{6.3}}\right)^2 \right]^{0.25}}} \longrightarrow \lambda_{LT} = 174.63$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + 0.21(1.86 - 0.2) + 1.86^2]$$

$$\text{avec: } \alpha_{LT} = 0.21$$

$$\phi_{LT} = 2.4$$

$$x_{lt} = \frac{1}{(2.4 + \sqrt{2.4^2 - 1.86^2})} = 0.26 < 1 \text{ vérifiée}$$

$\gamma_{M1} = 1.1 \longrightarrow$ coefficient partiel de sécurité s'applique à la résistance.

$\beta_w = 1 \longrightarrow$ facteur de corrélation approprié.

$$M_{brd} = \frac{0.26 \times 1 \times 52.96 \times 235}{1.1} \longrightarrow M_{brd} = 29.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} = 29.41 \text{ KN.m} > 5.76 \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III.3. Calcul de l'échantignolle

III.3.1. Définition

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes à la traverse, le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

III.3.2. Dimensionnement de l'échantignolle :

L'excentrement (t) est limité par la condition suivante :

$$\text{Pour un IPE120} \longrightarrow \begin{cases} 2\left(\frac{b}{2}\right) \leq t \leq 3\left(\frac{h}{2}\right) \\ h = 12 \text{ cm} \end{cases} \quad b=6.4\text{cm}$$

$$6.4 \text{ cm} \leq t \leq 18 \text{ cm}$$

Soit : t = 10cm.

$$\text{Sous la combinaison : } q_{uz} = G + 1.5V = -1.278 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Calcul de l'effort maximal : } R = \frac{q_{uz} \times l}{2}$$

$$R = \frac{1.278 \times 6}{2} = 3.83 \text{ KN}$$

$$M_r = 2R \times t = 2 \times 3.83 \times 0.1 \longrightarrow M_r = 0.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{pillage}} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq M_r$$

$$W_{ely} \geq \frac{M_r \times \gamma_{m0}}{f_y} \longrightarrow W_{ely} \geq \frac{0.77 \times 10^3 \times 1.1}{235} \longrightarrow W_{ely} \geq 3.60 \text{ cm}^3$$

Pour une section rectangulaire : b = 16cm

(traverse IPE330)

$$W_{ely} \geq \frac{b \times e^2}{6}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{ely}}{b}} \rightarrow e \geq 1.63 \text{ cm}$$

On adopte une échantignolle de 20 mm d'épaisseur.

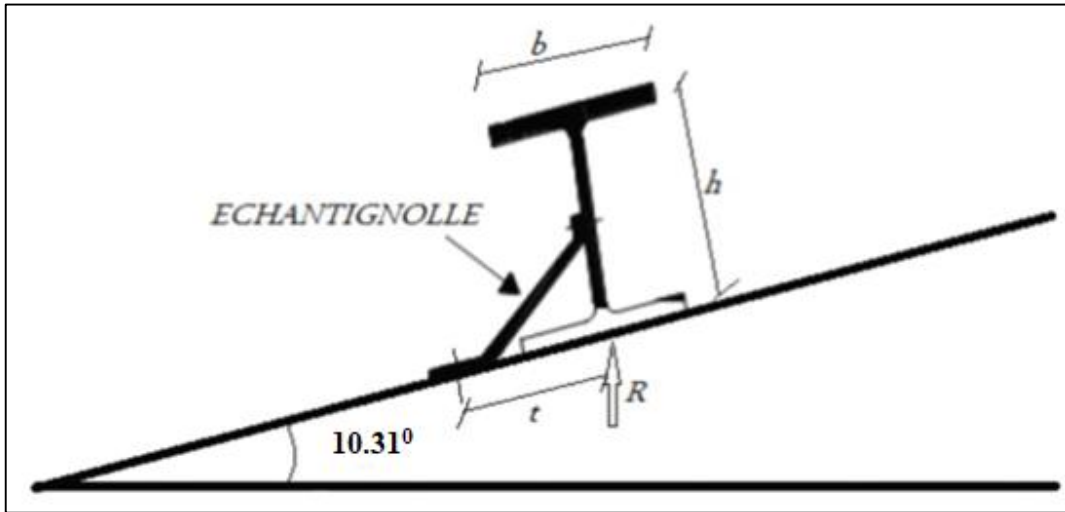


Figure III. 6: Echantignolle .

III.4. Les lisses de bardage

Les lisses sont des éléments de profilé laminé qui sont constitué de poutrelle en U, ils sont disposés horizontalement, ils portent sur les poteaux de portique ou éventuellement sur des potelets intermédiaires, ils sont destinés à reprendre les efforts du vent sur les bardages et ils sont calculés pour pouvoir résister au poids de la couverture, leur poids propre et les surcharges climatiques.

III.4.1. Dimensionnement des lisses

Chaque lisse repose sur 2 appuis de distance :

- L=6 m sur le long pan, et avec des suspentes à mi portée selon l'axe y y'.
- La portée entre axe des lisses **d=1.4 m** (espace entre 2 lisses).

$$n \geq \frac{l-0.5}{d} = \frac{6-0.5}{1.4} \rightarrow n \geq 3.92 \rightarrow n = 4$$

$$e \leq \frac{l-0.5}{n} = \frac{6-0.5}{4} \rightarrow e \leq 1.37 \rightarrow e = 1.37$$

- Les charges variables
- Le vent :

Sur le long pan : $W_L = q_j \times d = 0.644 \times 1.37 = 0.88 \text{ KN/m}$.

- La charge permanente

- Poids propre de TN40 :

$$G = 11.7 \text{ Kg/m}^2$$

- Poids propre d'accessoires de pose :

$$G = 3 \text{ Kg/m}^2$$

$$G = (11.7+3) \times 10^{-2} \times 1.37$$

$$G = 0.201 \text{ KN/ml}$$

- Combinaison des charges (ELS)

On prend les combinaisons les plus défavorables :

$$\left\{ \begin{array}{l} y-y': G = 0,201 \text{ KN/m.} \\ z-z': W_L = 0.88 \text{ KN/m.} \end{array} \right.$$

III.4.2. Pré dimensionnement des lisses

On a une poutre posée sur 2 appuis simple et une charge uniformément répartie

donc la flèche est $f = \frac{5ql^4}{384EI}$ et la flèche admissible : $F_{ad} = \frac{L}{200}$; et $f_z = \frac{5ql^4}{384EI}$

$$I_y \geq \frac{1000 q_z l^3}{384E}$$

$$I_z \geq \frac{1000 \times 0.201 \times 6^3}{384 \times 21 \times 10^7} = 5.38 \times 10^{-7} \text{ m}^4 \quad \longrightarrow \quad I_z \geq 53.84 \text{ cm}^4.$$

$$I_y \geq \frac{1000 \times 0.88 \times 6^3}{384 \times 21 \times 10^7} = 23.57 \times 10^{-7} \text{ m}^4 \quad \longrightarrow \quad I_y \geq 235.7 \text{ cm}^4. \quad \longrightarrow \quad \text{UPN160.}$$

Tableau III.2 : Caractéristique et dimension d' UPN160.

h(mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _r (mm)	r(mm)	d(mm)	p(Kg/m)
160	65	8	11	10.5	115	18.8
A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
24	924.55	6.21	138	85.3	1.89	35.2

D'où la nouvelle charges permanentes

- Poids propre de l' UPN160 :

$$G = 0.201 \times 0.188 = 0.038 \text{ KN/m.}$$

Combinaison des charges (ELS ; ELU)

- L'ELU :

$$\Sigma 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$\begin{matrix} y \ y' \longrightarrow & 1,35. G = 0.051 \text{ KN/m.} \\ z \ z' \longrightarrow & 1,35. W_L = 0.869 \text{ KN/m.} \end{matrix} \left\{ \begin{array}{l} Q_y = 0.051 \text{ KN/m.} \\ Q_z = 0.869 \text{ KN/m.} \end{array} \right.$$

- L'ELS :

$$\Sigma G + Q$$

$$\begin{matrix} y \ y' : \longrightarrow & G = 0.038 \text{ KN/m.} \\ z \ z' : \longrightarrow & G = 0.644 \text{ KN/m.} \end{matrix} \left\{ \begin{array}{l} Q_y = 0.038 \text{ KN/m.} \\ Q_z = 0.644 \text{ KN/m.} \end{array} \right.$$

III.4.3. Vérification de la flexion bi-axiale (ELU)

Sollicitation : On a une flexion bi axiale (flexion composée seule).

On doit vérifier la formule suivante : $\left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply,rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz,rd}}\right)^\beta \leq 1$

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

$$M_{ysd} = \frac{F_z \times l^2}{8} = \frac{0.869 \times 6^2}{8} = 3.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{F_y \times l^2}{8} = \frac{0.051 \times 6^2}{8} = 0.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma m_0}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times F_y}{\gamma m_0}$$

Pour déterminer γ_{m0} on doit déterminer la classe du profilé.

- Détermination de la classe de profilé

Ame fléchie : $\frac{d}{t_w} = \frac{115}{8} = 14.38 \leq 72\epsilon \Rightarrow$ classe 1

Semelle comprimé: $\frac{c}{t_f} = \frac{18}{11} = 1.64 \leq 10\epsilon \Rightarrow$ classe 1

⇒ La section est de classe 1 ⇒ $\gamma_{m0}=1.1$

$$M_{ply,Rd} = \frac{Wply \times fy}{\gamma m0} = \frac{138 \times 235}{1.1} = 29.48 KN.m$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{Wplz \times fy}{\gamma m0} = \frac{35.2 \times 235}{1.1} = 7.52 KN.m$$

$$\left(\frac{3.91}{29.48}\right)^2 + \left(\frac{0.23}{7.52}\right)^1 = 0.0 \leq 1$$

Donc : la condition c'est vérifiée.

III.4.4. Vérification à l'effort tranchant

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{Sd} \leq V_{Pl,Rd}$$

$$V_{Sdy} = \frac{F_y \times l}{2} = \frac{0.051 \times 6}{2} = 0.153 KN$$

$$V_{Sdz} = \frac{F_z \times l}{2} = \frac{0.869 \times 6}{2} = 2.61 KN$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}}$$

A_v : l'aire de cisaillement

Profil en U : $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \rightarrow$ voir EC3 5.4.6.2 . p158

$$A_v = 12.6 cm^2$$

$$V_{pl,Rd} = 155.41 KN$$

$$V_{sd} = 2.61 KN < V_{pl,Rd} = 155.41 KN$$

Donc : la condition c'est vérifiée.

III.4.5. Vérification de la flèche (ELS) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$f < f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 30 mm$$

La flèche est : $f = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I}$

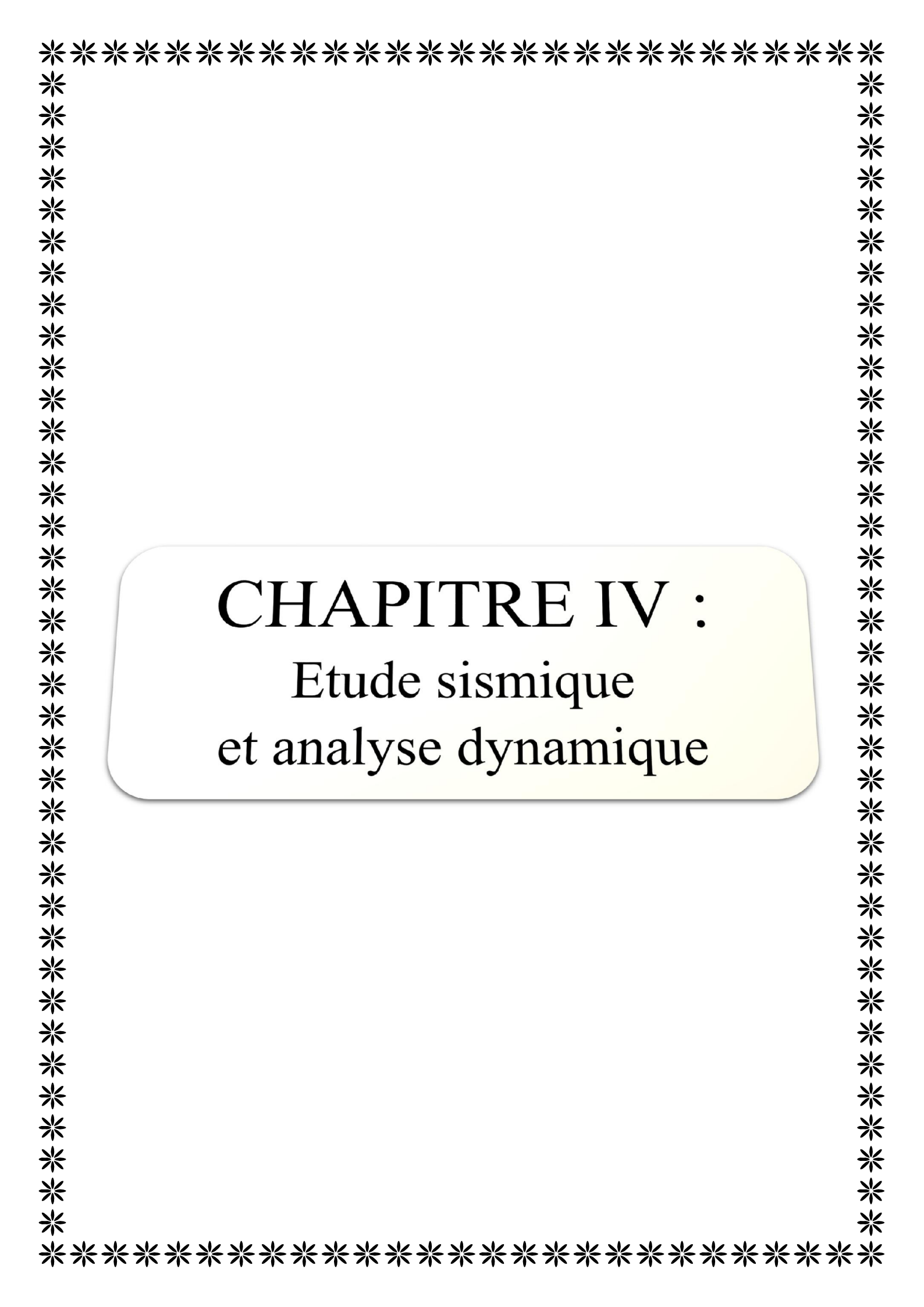
$$f_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0.038 \times 6000^4}{384 \times 210000 \times 85.3 \times 10^4} = 3.58 mm \leq 30 mm$$

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 0.644 \times 10^{-2} \times 6000^4}{384 \times 210000 \times 924.55 \times 10^4} = 5.60 mm \leq 30 mm$$

Donc la condition est vérifiée.

III.5. Conclusion

En conclusion, le dimensionnement des éléments secondaires d'un hangar en charpente métallique est une étape cruciale qui requiert une attention minutieuse. Ces composants, bien que moins imposants que les éléments principaux, jouent un rôle pivot dans l'intégrité de la structure en termes de rigidité et de stabilité sous les diverses charges appliquées. Il a été démontré que la sélection appropriée des matériaux, le calcul précis des sections et la distribution stratégique des divers éléments secondaires, tels que les pannes, les lisses et les contreventements, contribuent considérablement à la performance globale de la charpente. Cette démarche garantit non seulement la conformité aux normes de sécurité mais aussi une optimisation des coûts et des performances sur le long terme de l'infrastructure.

A decorative border of small black asterisks surrounds the entire page, forming a rectangular frame.

CHAPITRE IV :
Etude sismique
et analyse dynamique

IV.1.Introduction :

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations.

Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.[9]

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Suivant la particularité de la structure, notre calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.2. Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.[10]

IV.3. Déterminations des paramètres du spectre de réponse de calcul

Selon le RPA99 V2003, les paramètres du spectre sont donnés par les valeurs suivantes :

- Coefficient d'accélération A

Zone sismique : IIa.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. : 1B \Rightarrow A = 0.20

Voir tableau 4.1 du RPA 99 V2003,

Tableau IV.1. : Coefficient d'accélération de zone A [RPA 99 V2003].

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

- Coefficient de comportement global de la structure R

Selon le R.P.A.99/V2003, la valeur de « R » est donnée par le tableau 4.3 du RPA 99V2003, en fonction du système contreventé, dans notre Structure on a un système d’ossature contreventée par palées triangulées en X $\Rightarrow R = 4$.

- Le pourcentage d’amortissement critique ξ

La valeur « ξ » est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages Acier dense.

$\Rightarrow \xi = 5\%$ (voir tableau 4.3 du RPA 99 V2003),

Tableau IV.2 : Valeurs de $\xi(\%)$ [RPA 99 V2003].

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

- Facteur de correction d’amortissement η

La valeur de « η » est donnée par la formule suivante :

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

$$\eta = 1.08$$

- ✓ Périodes T1, T2 du site

Catégorie S2 Voir tableau 4.7 du RPA 99 V2003

Tableau IV.3 : Valeurs de T₁et T₂[RPA 99 V2003].

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

Site meuble S3

- T1 = 0.15 (s)
- T2 = 0.40 (s)

- Facteur de qualité Q

La valeur « Q » est déterminée par la formule suivant :

$$Q = 1 + \sum_1^6 pq$$

Pq : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q »

Les critères de qualité « q »

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité Pq :

Tableau IV.4: Valeurs des pénalités Pq [RPA 99 V2003].

Critère q	Observé	N/observé
Conditions minimales sur les files de contreventement		0.05
Redondance en plan		0.05
Régularité en plan	0	
Régularité en élévation	0	
Contrôle de la qualité des matériaux		0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution		0.10
		$\sum Pq = 0.25$

Facteur de qualité Q=1.25

- Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{Sa}{g} = 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} - 1 \right)$$

$\frac{Sa}{g}$: L'action sismique

IV.4. Analyse dynamique de la structure

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti.

Cela nous permettra par la suite de calculer les efforts internes et les déplacements maximums lors d'un chargement dynamique quelconque, tel qu'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux.

C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation est l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ceci sera suivi par certaines modifications afin d'approcher le comportement de la structure d'origine au maximum.

Dans le but de modéliser notre projet, le logiciel ROBOT a été utilisé. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. Offre de nombreuses possibilité d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

Etapas de la modélisation de la structure :

- Opter pour un système d'unités (daN et m).
- Définition de la géométrie de base.
- Définition des matériaux.
- Définition des sections.

Tableau IV.5: Eléments constituant la structure.

Eléments de la structure	Profilés
Poteau	IPE360
Poutre sablière	HEA120
Travers (ferme)	IPE330
Contreventement	CAE80×80×8
Stabilités	CAE70×70×7
Panne	IPE120
Potelet	IPE300
Lisse de bardage	UPN160

Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.

- Définition des charges à appliquées.
- Introduction du spectre de réponse.
- Définition des combinaisons de charges.

- Définition des conditions aux limites.
- Lancer l'analyse.

La structure a été modélisée par un modèle tridimensionnel comme montré sur la figure :

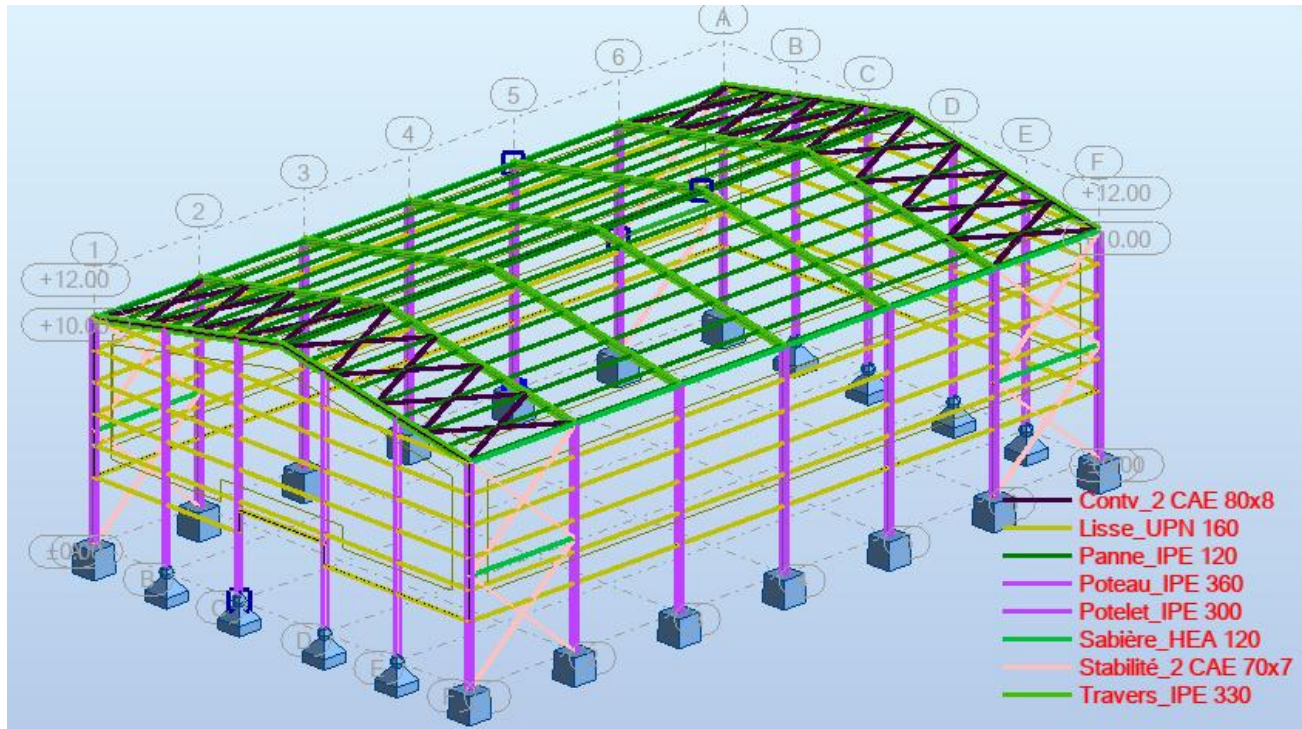


Figure IV.1: Modèle de la structure en 3D.

Les périodes propres de vibration des 3 premiers modes sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6: Période propre de la structure.

Mode	Période (sec)
1	0.30s
2	0.24s
3	0.19s

IV.5.Analyse modale

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure, elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone IIa (Skikda).
- Groupe d'usage 1B.
- Pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$).
- Coefficient de comportement ($R = 4$).
- Facteur de qualité ($Q = 1,20$).
- Site meuble (S3).
- Matériau constitutif : portique Acier (Léger).

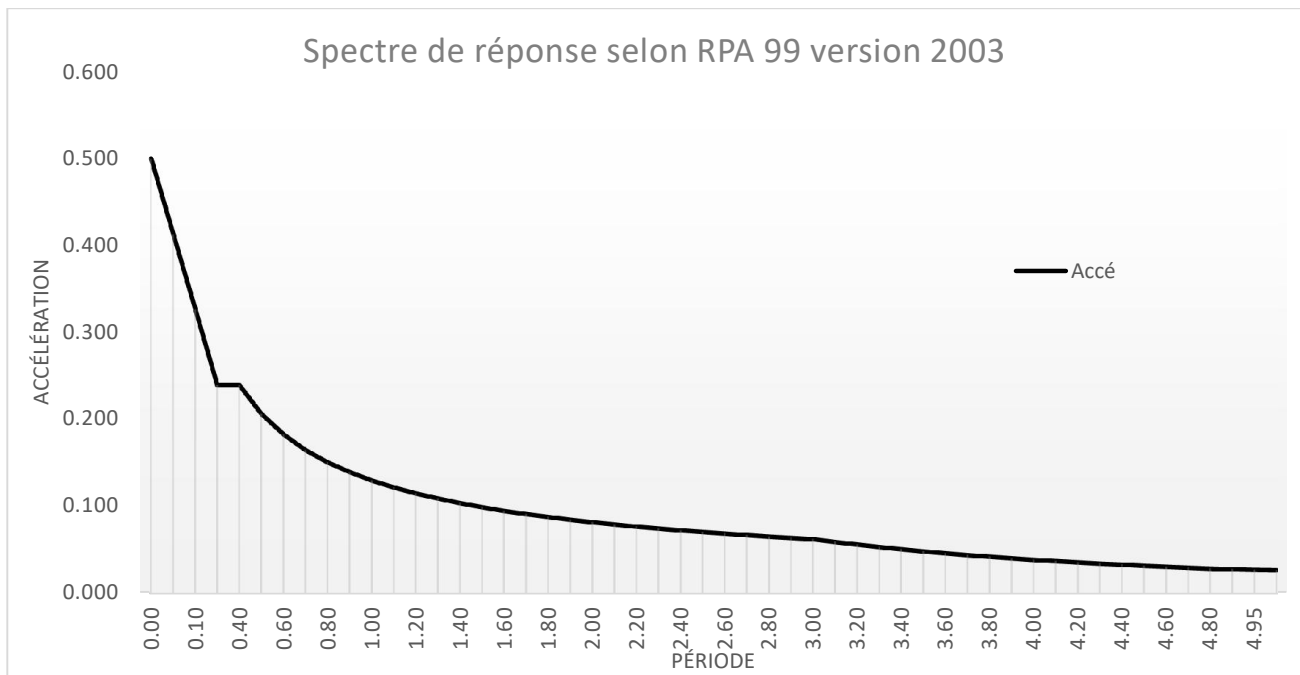


Figure IV.2: Spectre de réponse.

IV.6.Vérification de La Structure

IV.6.1.Vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de T, calculée par le logiciel ROBOT ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le **RPA99** de plus de **30%**. La période fondamentale obtenu par le logiciel ROBOT : **T = 0.30 s**.

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = Ct \times h_n^{3/4}$$

Avec :

- Ct : Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, pour des contreventements assurés par des palées triangulés $Ct = 0,05$.

- h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_n = 10 \text{ m.}$$

D'où :

$$T = 0,05 \times 10^{3/4}$$

$$T = 0.281\text{s}$$

$$T+30\%T = 0.366\text{s}$$

Donc :

$$0.30\text{s} < T+30\%T=0.366\text{s} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.6.2. Vérification de la force sismique à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0.8 V$$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

- Effort sismique dans le sens (X) : $V_t = 40287.33 \text{ daN.}$
- Effort sismique dans le sens (Y) : $V_t = 40287.33 \text{ daN.}$

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0.20$
- D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$\text{On a : } 0 \leq T = 0.24\text{s} \leq T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$D = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.5}{0.68} \right)^{2/3}$$

$$D = 2.04$$

- Q : Facteu de qualité $Q = 1.20.$
- R : Coefficient de comportement global de la structure $R = 4.$
- W : Poids total de la structure (calculée par ROBOT) $W = 45715\text{daN.}$

Alors :

$$V = \frac{0.20 \times 2.0 \times 1.2}{4} \times 4 \times 57 \times 15 = 5595.52 \text{ daN}$$

Tableau IV.7: Résultante des forces sismiques à la base.

	Vt(daN)	V (daN)	80% V (daN)	Vt > 80% V
Vx	40287.33	5595.52	4476.41	Vérifiée
Vy	40287.33	5595.52	4476.41	Vérifiée

IV.6.3.Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) est calculé par la formule suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

- R: Coefficient de comportement.
- δ : Déplacement dû aux forces sismiques.

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Tableau IV.8: Déplacements relatifs dans le sens (x-x).

Etage	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	1%hk (cm)	Condition
Toiture	1.34	4	5.36	10	Vérifier

Tableau IV.9: Déplacements relatifs dans le sens (y-y).

Etage	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	1%hk (cm)	Condition
Toiture	0.7	4	2.8	10	Vérifier

IV.7.Conclusion

En conclusion, l'étude sismique et l'analyse dynamique du hangar en charpente métallique nous ont permis d'identifier les réponses structurelles face aux sollicitations sismiques. Les modélisations et les calculs effectués ont mis en évidence les zones de vulnérabilité et ont permis d'évaluer la capacité de la structure à résister aux tremblements de terre selon les normes en vigueur. En tenant compte de ces données, il a été possible d'adopter des solutions de renforcement et de conception optimales, réduisant ainsi le risque et assurant la sécurité et la pérennité du hangar. Cette étude met en lumière l'importance d'intégrer l'analyse sismique dès les premières phases de conception pour tout édifice situé dans une zone à risque sismique.

A decorative border of small black asterisks surrounds the entire page, forming a rectangular frame.

CHAPITRE V :
Dimensionnement
des éléments structuraux

V.1.Introduction

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'action possible définies réglementairement, la stabilité statique doit être assurée tant globalement, au niveau de la structure, qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les diverses sollicitations, générées par les actions, développent des contraintes au sein même des matériaux ce qui peut provoquer la déformation des éléments qui composent la structure.

Il est impératif donc de vérifier que les contraintes et les déformations sont en deçà des limites admissibles conformément à la réglementation pour garantir le degré de sécurité souhaité.

V.2.Justification des poteaux

Les poteaux sont généralement soumis a des charges verticales qu'ils transmettent jusqu' aux fondations.

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que les poteaux soient prés dimensionnés pour résister aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les charges d'exploitation.
- Sollicitations horizontales concernant les séismes, et du vent.

Après plusieurs essais et vérification sur le logiciel ROBOT, le profilé HEA300 résiste aux sollicitations qui lui sont appliquées.

V.2.1. Efforts sollicitants

Pour pouvoir faire la vérification suivant le règlement, on a obtenu les efforts les plus défavorables de l'élément à l'aide du logiciel ROBOT.

- $M_{sd} = 11182.85 \text{ daN.m}$
- $N_{sd} = 4025.52 \text{ daN}$

V.2.2. Caractéristiques du profilé du poteau

Tableau V.01: Caractéristiques du profilé IPE360.

profile	Poids	Section	Dimensions					Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	tw mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE360	57.1	72.73	360	170	12.7	8	299	16270	1043	1019	191.1	14.95	3.79

V.2.3. Classe de la section transversale du poteau

a. Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} = \frac{299}{8} = 37.375$$

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \xi$$

Donc l'âme est de classe I.

b. Classe de la semelle comprimée

$$C = (b - t_w - 2r) / 2 = (170 - 8 - 2 \times 18) / 2 = 63 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{63}{12.7} = 4.96$$

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \xi$$

Donc la semelle est de classe I.

✓ **Donc la section du profilé globale est de classe I.**

V.2.4. Condition de résistance :

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, alors il faut qu'il satisfasse la condition suivante :

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} \right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right)^2 \leq 1$$

Avec :

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1019 \times 235}{1.1} = 217.70 \text{ KN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{72.73 \times 235}{1.1} = 1553.78 \text{ KN}$$

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} \right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right)^2 = \left(\frac{111.8285}{217.70} \right)^1 + \left(\frac{40.2552}{1553.78} \right)^2 = 0.514 \leq 1$$

0.514 ≤ 1Condition vérifiée.

V.2.5. Résistance aux instabilités ($M_{sd}+N_{sd}$)

$$\left(\frac{KY \times Msd}{Wply \times Fy} \right)_{\gamma m1} + \left(\frac{Nsd}{x_{min} \frac{A \times Fy}{\gamma m1}} \right) \leq 1$$

Avec:

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

χ_{min} : Coefficient de réduction minimal pour le flambement

$$\chi_{min} = \text{Min} (\chi_y ; \chi_z)$$

• Plan (y-y) :

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2.12 > 1.2 \\ t_f = 12.7\text{mm} \leq 40\text{mm} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \text{axe de flambement (y-y) et (z-z)} \\ \text{courbe de flambement \{a et b\}} \end{array} \right.$$

Axe (y-y): courbe a $\implies \alpha_y = 0.21$

λ_y : Elancement

$$\lambda_y = \frac{Lfy}{i_y} = \frac{0.5 \times 1000}{149.5} = 3.34$$

$\bar{\lambda}_y$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta A} = \frac{3.34}{93.9\xi} = \frac{3.34}{93.9} = 0.04$$

χ_y : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ a courbe de flambement a

$$\chi_y = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2})}$$

$$\phi = [0.5(1 + \alpha(\lambda - 0.2)) + \lambda^2] = [0.5(1 + 0.21(0.04 - 0.2)) + 0.04^2] = 0.48$$

$$\chi_y = \frac{1}{(0.48 + \sqrt{0.48^2 - 0.04^2})} = 1.04$$

• Plan (z-z) :

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2.12 > 1.2 \\ t_f = 12.7\text{mm} \leq 40\text{mm} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \text{axe de flambement (y-y) et (z-z)} \\ \text{courbe de flambement \{a et b\}} \end{array} \right.$$

Axe (z-z): courbe b $\implies b = 0.34$

λ_z : Elancement

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{0.7 \times 10000}{37.9} = 184.70$$

$\bar{\lambda}_z$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta A} = \frac{184.70}{93.9\xi} = \frac{184.70}{93.9} = 1.96$$

χ_z : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ a courbe de flambement a

$$\chi_z = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2})}$$

$$\phi = [0.5(1 + \alpha(\lambda - 0.2)) + \lambda^2] = [0.5(1 + 0.34(1.96 - 0.2)) + 1.96^2] = 2.72$$

$$\chi_z = \frac{1}{(2.72 + \sqrt{2.72^2 - 1.96^2})} = 0.22$$

$$\chi_{\text{Min}} = \min(1.04 ; 0.22) = 0.22$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times F_y} \text{ avec } : K_y \leq 5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta M_y - 4) + \left[\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right]$$

$$\mu_y = 0.04 \times (2 \times 1.8 - 4) + \left[\frac{1019 - 903.6}{903.6} \right] = 0.11$$

$$K_y = 1 - \frac{0.11 \times 40.2552}{1.04 \times 72.73 \times 23.5} = 0.998 \leq 5$$

0.998 ≤ 1.....condition vérifier.

V.3. Justification des stabilités

On choisit un double profilé en 2 CAE 70×70×7 et on vérifie sa résistance.

Tableau V.2: Caractéristiques du profilé CAE 70×7.

profilé	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques	
	P Kg/m	A cm ²	h=b mm	t mm	y _s mm	I _z = I _y cm ⁴	i _y = i _z cm
CAE 70×7	7.38	9.40	70	7	1.97	42.30	2.12

V.3.1. Les éléments comprimés

$$N_{c,sd} \leq N_{c,Rd}$$

Avec : $N_{c,sd} = 3094.52 \text{ daN}$ (obtenue par le logiciel ROBOT).

a. Vérification au flambement

$$N_{c,Rd} = \frac{x \times \beta A \times Fy}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$N_{c,Rd}$: Résistance au flambement

$\beta = 1$ (La section est de classe I)

$\gamma_{m0} = 1,1$

χ : Coefficient de réduction.

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit.

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta A} = \frac{\lambda}{93.9\xi}$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe c $\Rightarrow \alpha = 0,49$

Axe (z-z) : courbe c $\Rightarrow \alpha = 0,49$

- Axe (y-y):

$$\lambda_y = \frac{Lf}{iy} = \frac{683}{2.12} = 322.17 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{93.9\xi} = \frac{322.17}{93.9} = 3.43$$

- Axe (z-z):

$$\lambda_z = \frac{Lfz}{iy} = \frac{683}{2.12} = 322.17 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda}{93.9\xi} = \frac{322.17}{93.9} = 3.43$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z) = \max(3.43 ; 3.43) = 3.43$$

D'après le tableau des valeurs du coefficient de flambement χ_{lt} de la courbe c :

On a : $\bar{\lambda} = 3.43$

Alors : $x = 0.074 \leq 1$

$$N_{c,Rd} = \frac{0.074 \times 1 \times 940 \times 2 \times 235}{1.1}$$

$$N_{c,Rd} = 29721.09 \text{ daN}$$

$$N_{c,sd} = 3094.52 \text{ daN} \leq N_{c,Rd} = 29721.09 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

b. Résistance plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times Fy}{\gamma_{m0}} = \frac{940 \times 2 \times 23.5}{1.1} = 40163.64 \text{ daN} \geq N_{c,sd} = 3094.52 \text{ daN}$$

V.3.2. Les éléments tendus

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

Avec : $N_{t,sd} = 1473.03$ daN (obtenue par le logiciel ROBOT).

a. Résistance ultime

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{A_{net} \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

$$A_{net} = 626 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{626 \times 36.0}{1.25} = 16225.92 \text{ daN}$$

b. Résistance plastique de calcul de la section nette

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

$$A_{net} = 626 \text{ mm}^2$$

$$N_{net,Rd} = \frac{626 \times 23.5}{1.1} = 13373.64 \text{ daN}$$

c. Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{940 \times 2 \times 23.5}{1.1} = 40163.64 \text{ daN}$$

d. Vérification

$$\min(N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}) = \min(40163.64 ; 16225.92 ; 13373.64)$$

$$\min(N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}) = 13373.64 \text{ daN} \geq N_{t,sd} = 1473.03 \text{ daN} \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Alors : la palée de stabilité en 2 CAE 70×7 résiste aux phénomènes d'instabilité.

V.4. Justification des contreventements

On choisit une cornière en 2 CAE 80×8 et on vérifie sa résistance.

Tableau V.3: Caractéristiques du profilé CAE 80×8.

profilé	Poids	Section	Dimensions			Caractéristique	
	P Kg/m	A cm ²	h=b mm	t mm	y _s mm	I _z = I _y cm ⁴	i _y = i _z cm
CAE 80×8	9.63	12.3	80	8	22.6	72.25	2.43

V.4.1. Les éléments comprimés

$$N_{c,sd} \leq N_{c,Rd}$$

Avec : $N_{c,sd} = 3094.52$ daN (obtenue par le logiciel ROBOT).

a. Vérification au flambement

$$N_{c,Rd} = \frac{x \times \beta A \times Fy}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$N_{c,Rd}$: Résistance au flambement

$\beta = 1$ (La section est de classe I)

$\gamma_{m0} = 1,1$

χ : Coefficient de réduction.

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit.

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta A} = \frac{\lambda}{93.9\xi}$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe c $\Rightarrow \alpha = 0,49$

Axe (z-z) : courbe c $\Rightarrow \alpha = 0,49$

- Axe (y-y):

$$\lambda_y = \frac{Lf}{i_y} = \frac{615}{2.34} = 262.82 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{93.9\xi} = \frac{262.82}{93.9} = 2.8$$

- Axe (z-z):

$$\lambda_z = \frac{Lfz}{i_y} = \frac{615}{2.34} = 262.82 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda}{93.9\xi} = \frac{262.82}{93.9} = 2.8$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z) = \max(2.8 ; 2.8) = 2.8$$

D'après le tableau des valeurs du coefficient de flambement x de la courbe c :

On a : $\bar{\lambda} = 2.8$

Alors : $x = 0.1079 \leq 1$

$$N_{c,Rd} = \frac{0.1079 \times 1 \times 1.23 \times 2 \times 235 \times 10^2}{1.1}$$

$N_{c,Rd} = 5670.64$ daN

$N_{c,sd} = 3094.52$ daN $\leq N_{c,Rd} = 5670.64$ daN.....condition vérifier.

b. Résistance plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1230 \times 2 \times 23.5}{1.1} = 52554.55 \text{ daN} \geq N_{c,sd} = 3094.52 \text{ daN}$$

V.4.2. Les éléments tendus

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

Avec : $N_{t,sd} = 1473.03 \text{ daN}$ (obtenue par le logiciel ROBOT).

b. Résistance ultime

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{A_{net} \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

$$A_{net} = 916 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{916 \times 36.0}{1.25} = 23742.72 \text{ daN}$$

b. Résistance plastique de calcul de la section nette

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

$$A_{net} = 916 \text{ mm}^2$$

$$N_{net,Rd} = \frac{916 \times 23.5}{1.1} = 19569.09 \text{ daN}$$

c. Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{m1}}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{1230 \times 2 \times 23.5}{1.1} = 52554.55 \text{ daN}$$

d. Vérification

$$\text{Min} (N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}) = \text{min}(52554.55 ; 23742.72 ; 19569.09)$$

$$\text{Min} (N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}) = 19569.09 \text{ daN} \geq N_{t,sd} = 1473.03 \text{ daN} \dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

Alors : **la palée de stabilité en 2 CAE 80×8 résiste aux phénomènes d'instabilité.**

V.5. Justification des Poutres Sablières

Tableau V.02: Caractéristiques du profilé HEA120.

profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA120	19.9	25.34	114	120	8.0	5.0	74.0	606.2	230.9	119.5	58.85	4.89	3.02

V.5.2. Efforts Sollicitants :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel de calcul sont :

- **N_{sd}**= 2314.44 daN.
- **V_{sd}** = 696.74 daN.
- **M_{sd}**=118.53 daN.m.

V.5.3. Classe de la section transversale du profilé de la poutre sablière :

a. Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{74}{5} = 14.8$$

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \xi$$

Donc l'âme est de **classe I**.

b. Classe de la semelle comprimée :

$$C = (b - t_w - 2r) = (120 - 5 - 2 \times 12) / 2 = 45.5 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{45.5}{8} = 5.69$$

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \xi$$

Donc la semelle est de **classe I**.

✓ **Donc la section du profilé globale est de classe I.**

V.5.4. Vérification de la flèche :

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

Avec : $\delta = 0.7 \text{ cm}$ (calculé par logiciel de calcul Robot)

$$\delta_{\max} = l/200 = 600/200 = 3.00 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.7 \text{ cm} \leq \delta_{\max} = 3.00 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, on néglige l'effet de l'effort tranchant dans la vérification, par conséquent la section ne sera réduite.

V.5.5. Résistance de la poutre au déversement :

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$M_{b,Rd} = \frac{x_{lt} \times B_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$B_w = 1$ (section de classe I).

x_{lt} = Est le facteur de réduction pour le déversement.

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{B_w \times W_{ply} \times F_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

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

Avec :

$K = 0.5$ donc $C_1 = 0.712$ (encastrement parfait)

$$G = \frac{E}{2(\theta+1)} \quad ; (E = 21 \times 10^5 \text{ N/mm}^2, \theta = 0.3)$$

$$G = \frac{2100000}{2(0.3+1)} = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2.$$

I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 5.99 \text{ cm}^4$).

I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 6.47 \times 10^3 \text{ cm}^6$).

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 230.9 \text{ cm}^4$).

$$M_{cr} = 0.712 \times \frac{3.14^2 \times 210 \times 10^5 \times 230.9}{600^2} \sqrt{\frac{6470}{230.9} + \frac{600^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 5.99}{3.14^2 \times 210 \times 10^5 \times 230.9}}$$

$$M_{cr} = 1873198.41 \text{ N.cm} = 1.87 \times 10^6 \text{ N.cm.}$$

On calcul:

$$\lambda = \sqrt{\frac{1 \times 119.5 \times 235 \times 100}{1873198.41}}$$

$$\bar{\lambda} = 1.22$$

D’après le tableau des valeurs du coefficient de flambement x_{lt} de **la courbe a** :

On a : $\bar{\lambda} = 1.22$

Alors : $x_{lt} = 0.5175 \leq 1$

$$M_{b,Rd} = \frac{0.5175 \times 1 \times 119.5 \times 0.235}{1.1}$$

$M_{b,Rd} = 1321.15 \text{ daN.m}$

$M_{sd} = 118.53 \text{ daN.m} \leq M_{b,Rd} = 1321.15 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$

V.6. Justification des travers :

V.6.1. Introduction :

En charpente métallique le terme ‘traverse’ fait référence à un élément horizontal de la structure métallique qui est conçu pour supporter des charges , transférer des charges latérales et résister a diverses contraintes .

Les travers peuvent être des poutres , des lisses, des entretoises ou d’autres éléments horizontaux qui contribuent à la stabilité et a la résistance globale de la charpente métallique , ils jouent un rôle essentiel dans la répartition des charges.

V.6.2. Justification des travers

Tableau V.02: Caractéristiques du profilé IPE330.

profile	Poids	Section	Dimensions					Caractéristique					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	tw mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE330	49.1	62.6	330	160	11	8	271	11767	788	804.4	153.68	13.7	3.55

V.6.3. Efforts Sollicitants :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel de calcule sont :

N_{sd}= 172167.05 daN.

V_{sd} = 67089.09 daN.

$M_{sd}=111.83 \text{ daN.m.}$

V.6.4. Classe de la section transversale du profilé de la poutre sablière :

a. Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{271}{8} = 33.88$$

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \xi$$

Donc l'âme est de **classe I**.

b. Classe de la semelle comprimée :

$$C=(b-t_w-2r)=(160-8-2 \times 18)/2 =58 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{58}{11} = 5.27$$

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \xi$$

Donc la semelle est de **classe I**.

✓ **Donc la section du profilé globale est de classe I.**

V.6.5. Vérification de la flèche :

$$\delta \leq \delta_{max}$$

Avec : $\delta = 0.7 \text{ cm}$ (calculé par logiciel de calcul Robot)

$$\delta_{max} = l/200 = 600/200 = 3.00 \text{ cm}$$

$$\delta = 0.7 \text{ cm} \leq \delta_{max} = 3.00 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, on néglige l'effet de l'effort tranchant dans la vérification, par conséquence la section ne sera réduite.

V.6.6. Résistance de la poutre au déversement :

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$M_{b,Rd} = \frac{x_{lt} \times B_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$B_w = 1$ (section de classe I).

x_{lt} = Est le facteur de réduction pour le déversement.

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Bw \times Wply \times Fy}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

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

Avec :

$K = 0.5$ donc $C_1 = 0.712$ (encastrement parfait)

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad ; (E = 21 \times 10^5 \text{ N/mm}^2, \nu = 0.3)$$

$$G = \frac{2100000}{2(0.3+1)} = 8.08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2.$$

I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 28.15 \text{ cm}^4$).

I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 199.1 \times 10^3 \text{ cm}^6$).

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 788 \text{ cm}^4$).

$$M_{cr} = 0.712 \times \frac{3.14^2 \times 210 \times 10^5 \times 788}{600^2} \sqrt{\frac{199100}{788} + \frac{600^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 28.15}{3.14^2 \times 210 \times 10^5 \times 788}}$$

$M_{cr} = 8863815.97 \text{ N.cm} = 8.86 \times 10^6 \text{ N.cm}$.

On calcul:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{1 \times 804.4 \times 235 \times 100}{8863815.97}}$$

$$\bar{\lambda} = 1.46$$

D'après le tableau des valeurs du coefficient de flambement χ_{lt} de la courbe a :

On a : $\bar{\lambda} = 1.46$

Alors : $\chi_{lt} = 0.4452 \leq 1$

$$M_{b,Rd} = \frac{0.4452 \times 1 \times 804.4 \times 0.235}{1.1}$$

$M_{b,Rd} = 7650.72 \text{ daN.m}$

$M_{sd} = 111.83 \text{ daN.m} \leq M_{b,Rd} = 7650.72 \text{ daN.m}$condition vérifier.

V.7. Justification des pannes:

Nous avons introduit le profile IPE 120 calculé manuellement dans le **chapitre III**, et le logiciel ROBOT il vérifie.

V.8. Conclusion :

Donc la résistance des éléments structuraux aux effets combinés sont vérifiés. Et en somme, le dimensionnement des éléments structuraux du hangar en charpente métallique constitue une étape cruciale garantissant la stabilité et la solidité de l'édifice. Les études réalisées nous ont permis de comprendre l'importance de la sélection adéquate des matériaux, ainsi que de la précision des calculs structuraux pour répondre aux charges permanentes et variables auxquelles le hangar sera soumis. En se conformant aux normes de construction et aux codes de pratique, nous avons pu concevoir une structure qui allie efficacité, économie et sécurité. Cette démarche méthodologique assurera la durabilité et la fonctionnalité du hangar en charpente métallique pour les années à venir.

A decorative border of small black asterisks surrounds the entire page, forming a rectangular frame with rounded corners.

CHAPITRE VI :

Etude des assemblages

VI.1.1 Introduction :

La conception et le calcul des assemblages ont une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces constituant la structure. En effet, les assemblages constituent un dispositif qui permet de réunir et de solidariser les pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.[11]

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement.

VI.1.2 Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il offre sur site.[12]

Dans notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

Tableau VI.1 Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
F_{yb}(N/mm²)	240	320	300	400	360	480	640	900
F_{ub}(N/mm²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

b) Le soudage

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

c) Fonctionnement par adhérence

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

VI.2 Assemblage poteau – traverse

- L'assemblage poteau - traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.
- L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normale.

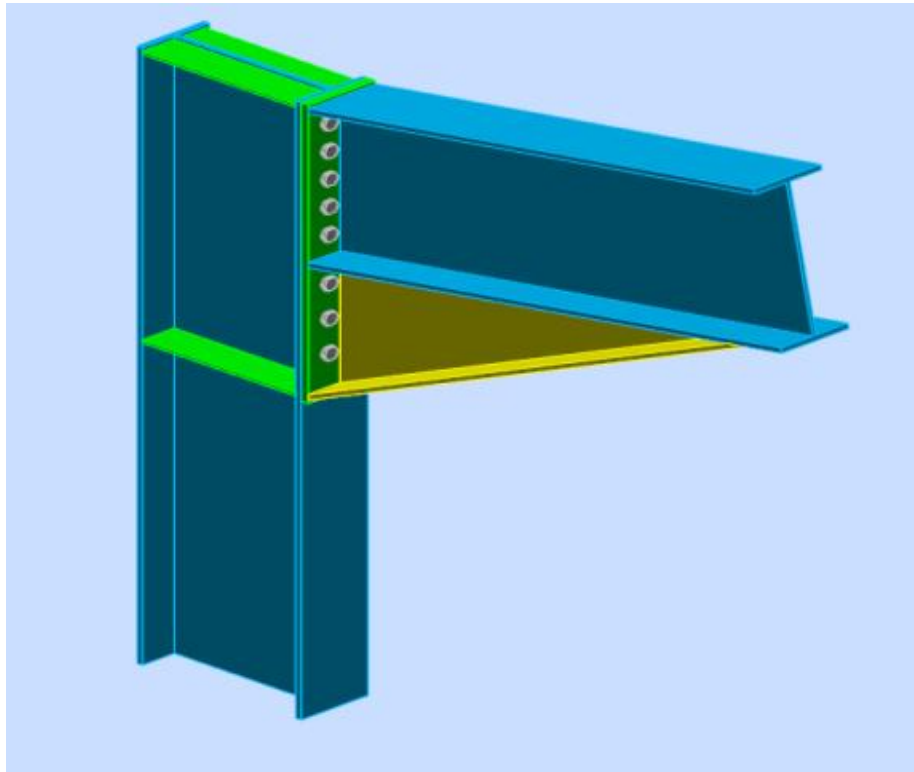


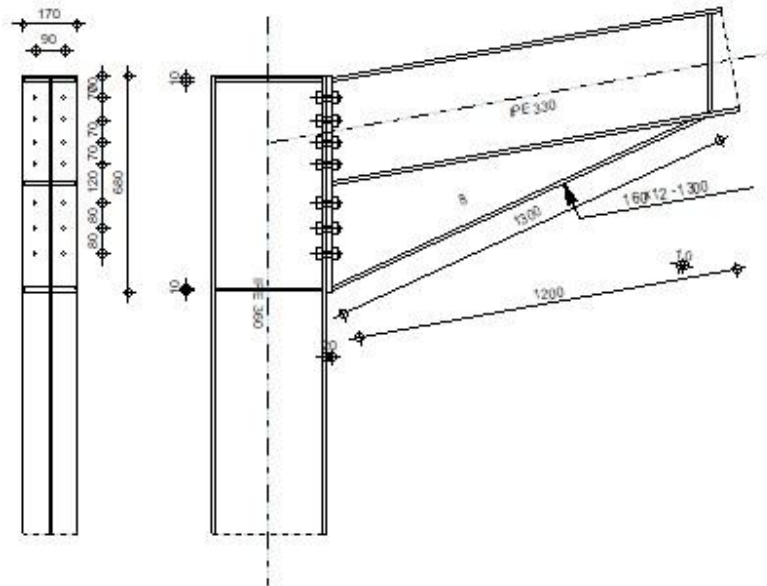
Figure VI.1: Assemblage poteau – traverse.



Robot Structural Analysis Professional 2023
Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau
 NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio
0.42



GÉNÉRAL

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage: Angle de portique
 Noeud de la structure: 24
 Barres de la structure: 18, 19

GÉOMÉTRIE

POTEAU

Profilé: IPE 360
 Barre N°: 18
 a = -90.0 [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 360$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 170$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 18$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 72.73$ [cm²] Aire de la section du poteau

Profilé: IPE 360
 $I_{xc} = 16265.60 \text{ [cm}^4\text{]}$ Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: S 275
 $f_{yc} = 27500000.00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 330
Barre N°: 19
 $a = 10.3 \text{ [Deg]}$ Angle d'inclinaison
 $h_b = 330 \text{ [mm]}$ Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 160 \text{ [mm]}$ Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 8 \text{ [mm]}$ Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 12 \text{ [mm]}$ Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 18 \text{ [mm]}$ Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 18 \text{ [mm]}$ Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 62.61 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 11766.90 \text{ [cm}^4\text{]}$ Moment d'inertie de la poutre
Matériau: S 275
 $f_{yb} = 27500000.00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 18 \text{ [mm]}$ Diamètre du boulon
Classe = HR 8.8 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 11059.20 \text{ [daN]}$ Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 7$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 70 \text{ [mm]}$ Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 90 \text{ [mm]}$
Entraxe $p_i = 70;70;70;120;80;80 \text{ [mm]}$

PLATINE

$h_p = 680 \text{ [mm]}$ Hauteur de la platine
 $b_p = 170 \text{ [mm]}$ Largeur de la platine
 $t_p = 20 \text{ [mm]}$ Epaisseur de la platine
Matériau: S 235
 $f_{yp} = 23500000.00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d = 160$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 330$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 1200$ [mm] Longueur de la platine
 $a = 24.8$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: S 235
 $f_{ybu} = 23500000.00$ [daN/m²] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 335$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 81$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: S 235
 $f_{ysu} = 23500000.00$ [daN/m²] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 335$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 81$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: S 235
 $f_{ysu} = 23500000.00$ [daN/m²] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 9$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 6$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$g_{M0} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$g_{M1} =$	1.00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$g_{M2} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$g_{M3} =$	1.10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 36: $ELU/31=1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.50$ $1*1.35+2*1.05+3*1.50$

$M_{b1,Ed} = 11061.99$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 3867.48$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -1847.95$ [daN] Effort axial dans la poutre droite

$M_{c1,Ed} = 11061.99$ [daN*m] Moment fléchissant dans le poteau inférieur

$V_{c1,Ed} = 1847.95$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur

$N_{c1,Ed} = -4025.52$ [daN] Effort axial dans le poteau inférieur

RÉSULTATS

RÉSISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 62.61$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 172167.05$ [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 57.21$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 90831.01$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0.04 < 1.00$ **vérifié** (0.04)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 804.40$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 22120.9$ [daN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1789.31$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 49206.03$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 49206.03$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 653$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 75358.62$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$b =$	10.3 [Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$g =$	24.8 [Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{\text{eff,c,wb}} =$	221 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{\text{vb}} =$	30.81 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$w =$	0.85	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$s_{\text{com,Ed}} =$	13033436. [daN/m ²]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{\text{wc}} =$	1.00	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	15.25 [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{\text{c,wb,Rd1}} = [w k_{\text{wc}} b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / g_{\text{M0}} + A_s f_{\text{yb}} / g_{\text{M0}}] \cos(g) / \sin(g - b)$			
$F_{\text{c,wb,Rd1}} =$	271610.32 [daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:			
$d_{\text{wb}} =$	271 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$l_p =$	1.10	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$r =$	0.74	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$l_s =$	5.73	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$c =$	1.00	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{\text{c,wb,Rd2}} = [w k_{\text{wc}} r b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / g_{\text{M1}} + A_s c f_{\text{yb}} / g_{\text{M1}}] \cos(g) / \sin(g - b)$			
$F_{\text{c,wb,Rd2}} =$	235371.79 [daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
Résistance de l'aile du renfort			
$F_{\text{c,wb,Rd3}} = b_b t_b f_{\text{yb}} / (0.8 * g_{\text{M0}})$			
$F_{\text{c,wb,Rd3}} =$	66000.00 [daN]	Résistance de l'aile du renfort	[6.2.6.7.(1)]
Résistance finale:			
$F_{\text{c,wb,Rd,low}} = \text{Min} (F_{\text{c,wb,Rd1}} , F_{\text{c,wb,Rd2}} , F_{\text{c,wb,Rd3}})$			
$F_{\text{c,wb,Rd,low}} =$	66000.00 [daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

RÉSISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 11061.99$ [daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 0.00$ [daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = 1847.95$ [daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = 0.00$ [daN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z = 564$ [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$		
$V_{wp,Ed} = 18696.35$ [daN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 35.14$ [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 35.14$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 650$ [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 188.51$ [daN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 99.88$ [daN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 99.88$ [daN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} g_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$		
$V_{wp,Rd} = 51096.3$ [daN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$= 5$		
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0.37 < 1.00$	vérifié (0.37)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 8$ [mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 232$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 35.14$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$w = 0.86$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 10707159.64$ [daN/m ²]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1.00$	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 16.20$ [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant	EN1993-1-1:[6.2.4]

$t_{wc} = 8$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]
l'âme

$$F_{c,wc,Rd1} = w k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M0} + A_s f_{ys} / g_{M0}$$

$F_{c,wc,Rd1} = 81816.50$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 299$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$l_p = 1.11$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$r = 0.74$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$l_s = 5.94$ Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$c_s = 1.00$ Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{c,wc,Rd2} = w k_{wc} r b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M1} + A_s c_s f_{ys} / g_{M1}$$

$F_{c,wc,Rd2} = 70379.62$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$F_{c,wc,Rd} = 70379.62$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 8$ [mm] Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]

$b_{eff,c,wc} = 231$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vc} = 35.14$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$w = 0.86$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$S_{com,Ed} = 10707159.$ [daN/m²] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1.00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$A_s = 16.20$ [cm²] Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]

$$F_{c,wc,Rd1} = w k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M0} + A_s f_{ys} / g_{M0}$$

$F_{c,wc,Rd1} = 81604.91$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 299$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$l_p = 1.11$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$r = 0.74$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$l_s = 5.94$ Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]

Flambement:

$$d_{wc} = 299 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$c_s = 1.00 \text{ Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = w k_{wc} r b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M1} + A_s c_s f_{ys} / g_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 70306.17 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 70306.17 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	27	-	40	-	70	167	164	164	164	154	121	121	121
2	27	-	40	-	70	167	156	156	156	140	70	70	70
3	27	-	40	-	70	167	156	156	156	140	70	70	70
4	27	-	40	-	95	167	156	156	156	190	95	95	95
5	27	-	40	-	100	167	156	156	156	200	100	100	100
6	27	-	40	-	80	167	156	156	156	160	80	80	80
7	27	-	40	-	80	167	160	160	160	164	121	121	121

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	34	-	40	-	70	217	205	205	205	178	147	147	147
2	34	-	40	-	70	217	188	188	188	140	70	70	70
3	34	-	40	-	70	217	188	188	188	140	70	70	70
4	34	-	40	-	95	217	188	188	188	190	95	95	95
5	34	-	40	-	100	217	188	188	188	200	100	100	100
6	34	-	40	-	80	217	188	188	188	160	80	80	80
7	34	-	40	-	80	217	188	188	188	188	134	134	134

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1

- m – Distance du boulon de l'âme
- $l_{eff,2}$ – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} / 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$

$N_{j,Rd} = 132000.00$ [daN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	0.01 < 1.00	vérifié	(0.01)
---------------------------------	-------------	---------	--------

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 11059.20$ [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 22234.48$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = w b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / g_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	18380.66	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 18380.66$	18380.66	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 33269.08$	33269.08	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 22118.40$	22118.40	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 42381.54$	42381.54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 44468.97$	44468.97	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b = 51096.35$	51096.35	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 70379.62$	70379.62	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 75358.62$	75358.62	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 66000.00$	66000.00	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	13281.07	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 18083.39$	18083.39	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 31880.59$	31880.59	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 22118.40$	22118.40	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 38743.46$	38743.46	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 44468.97$	44468.97	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 51096.35 - 18380.66$	32715.69	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 70379.62 - 18380.66$	51998.97	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 75358.62 - 18380.66$	56977.96	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 66000.00 - 18380.66$	47619.34	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 31661.73 - 18380.66$	13281.07	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 37681.66 - 18380.66$	19301.00	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 37432.85 - 18380.66$	19052.20	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 44666.06 - 18380.66$	26285.40	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	10063.53	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 18083.39$	18083.39	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 31880.59$	31880.59	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 22118.40$	22118.40	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 38743.46$	38743.46	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 44468.97$	44468.97	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 51096.35 - 31661.73$	19434.62	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 70379.62 - 31661.73$	38717.90	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 75358.62 - 31661.73$	43696.89	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 66000.00 - 31661.73$	34338.27	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 23344.61 - 13281.07$	10063.53	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 28947.54 - 13281.07$	15666.47	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 43558.08 - 31661.73$	11896.35	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 47564.16 - 31661.73$	15902.44	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 32600.24 - 13281.07$	19319.17	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 28875.00 - 13281.07$	15593.93	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 53732.98 - 31661.73$	22071.25	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 59103.56 - 31661.73$	27441.83	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	9371.09	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 18083.39$	18083.39	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 31880.59$	31880.59	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 22118.40$	22118.40	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 38743.46$	38743.46	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 44468.97$	44468.97	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 51096.35 - 41725.26$	9371.09	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 70379.62 - 41725.26$	28654.36	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 75358.62 - 41725.26$	33633.36	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 66000.00 - 41725.26$	24274.74	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 27513.28 - 10063.53$	17449.75	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 33367.88 - 10063.53$	23304.35	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 39185.59 - 23344.61$	15840.98	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 44135.58 - 23344.61$	20790.97	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 59399.06 - 41725.26$	17673.80	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 57538.27 - 41725.26$	15813.01	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 34178.23 - 10063.53$	24114.70	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 34031.25 - 10063.53$	23967.72	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 50478.36 - 23344.61$	27133.75	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 48468.75 - 23344.61$	25124.14	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 71611.09 - 41725.26$	29885.83	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 78697.31 - 41725.26$	36972.05	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t4,Rd} = F_{t3,Rd} h_4/h_3$

$F_{t4,Rd} = 8528.13 \text{ [daN]}$ Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	842.96	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 18083.39$	18083.39	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 31880.59$	31880.59	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 22118.40$	22118.40	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 38743.46$	38743.46	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 44468.97$	44468.97	Boulons au cisail-

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
		lement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 51096.35 - 50253.39$	842.96	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 70379.62 - 50253.39$	20126.23	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 75358.62 - 50253.39$	25105.23	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 66000.00 - 50253.39$	15746.61	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 31801.71 - 8528.13$	23273.58	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 38275.41 - 8528.13$	29747.28	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 44188.00 - 18591.66$	25596.34	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 48032.14 - 18591.66$	29440.48	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 55860.31 - 31872.73$	23987.57	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 55612.38 - 31872.73$	23739.64	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 76073.78 - 50253.39$	25820.39	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 64752.43 - 50253.39$	14499.04	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 36071.82 - 8528.13$	27543.69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 40218.75 - 8528.13$	31690.62	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 52371.95 - 18591.66$	33780.28	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 54656.25 - 18591.66$	36064.59	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 68672.07 - 31872.73$	36799.33	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 69093.75 - 31872.73$	37221.02	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 89804.80 - 50253.39$	39551.41	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 99322.31 - 50253.39$	49068.92	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	0.00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(6)} = 18083.39$	18083.39	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(6)} = 31880.59$	31880.59	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(6)} = 22118.40$	22118.40	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 38743.46$	38743.46	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 44468.97$	44468.97	Boulons au cisail- lement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/b - \sum_1^5 F_{ti,Rd} = 51096.35 - 51096.35$	0.00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 70379.62 - 51096.35$	19283.28	Ame du poteau - compression

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp} p	Composant
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{tj,Rd} = 75358.62 - 51096.35$	24262.27	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^5 F_{tj,Rd} = 66000.00 - 51096.35$	14903.65	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 30014.49 - 842.96$	29171.53	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 35876.57 - 842.96$	35033.61	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 45855.47 - 9371.09$	36484.39	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 49240.25 - 9371.09$	39869.16	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 57527.78 - 19434.62$	38093.16	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 56539.59 - 19434.62$	37104.97	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 69200.08 - 32715.69$	36484.39	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 62113.05 - 32715.69$	29397.36	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 89413.56 - 51096.35$	38317.21	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 68828.20 - 51096.35$	17731.85	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 35125.03 - 842.96$	34282.07	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 37125.00 - 842.96$	36282.04	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 53003.14 - 9371.09$	43632.05	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 56718.75 - 9371.09$	47347.66	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 69303.26 - 19434.62$	49868.64	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 71156.25 - 19434.62$	51721.63	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 85603.39 - 32715.69$	52887.69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 85593.75 - 32715.69$	52878.06	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 106736.12 - 51096.35$	55639.77	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 115822.31 - 51096.35$	64725.96	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	F_{tj,Rd}	F_{t,fc,Rd}	F_{t,wc,Rd}	F_{t,ep,Rd}	F_{t,wb,Rd}	F_{t,Rd}	B_{p,Rd}
1	599	18380.66	18380.66	33269.08	22118.40	42381.54	22118.40	44468.97
2	529	13281.07	18083.39	31880.59	22118.40	38743.46	22118.40	44468.97
3	459	10063.53	18083.39	31880.59	22118.40	38743.46	22118.40	44468.97
4	389	8528.13	18083.39	31880.59	22118.40	38743.46	22118.40	44468.97

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
5	269	842.96	18083.39	31880.59	22118.40	38743.46	22118.40	44468.97
6	189	-	18083.39	31880.59	22118.40	38743.46	22118.40	44468.97
7	109	-	18205.28	32453.65	22118.40	38743.46	22118.40	44468.97

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 26188.97 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.42 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.42)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$a_v = 0.60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$b_{Lf} = 0.94 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 9174.46 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 11059.20 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 18021.30 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 19659.60 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	22118.40	-263.99	18380.66	7763.82	7499.83	13904.85
2	22118.40	-263.99	13281.07	5609.81	5345.81	15181.22
3	22118.40	-263.99	10063.53	4250.75	3986.75	15986.54
4	22118.40	-263.99	8528.13	3602.21	3338.21	16370.84
5	22118.40	-263.99	842.96	356.06	92.07	18294.36
6	22118.40	-263.99	0.00	0.00	-263.99	18348.91
7	22118.40	-263.99	0.00	0.00	-263.99	18348.91

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 116435.63 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.03 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.03)$$

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	131.64	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	60.57	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	71.07	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	62565.45	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$s^{\wedge}t^{\wedge}_{max} =$	-4533892.40	[daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$s^{\wedge}t^{\wedge} =$	-4533892.40	[daN/m ²]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$t_{II} =$	544200.06	[daN/m ²]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$b_w =$	0.80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\ddot{O}[s^{\wedge}t^{\wedge}_{max}{}^2 + 3*(t^{\wedge}_{max}{}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{M2})$	9067784.81	< 36000000.00	vérifié	(0.25)
$\ddot{O}[s^{\wedge}{}^2 + 3*(t^{\wedge}{}^2 + t_{II}{}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{M2})$	9116643.16	< 36000000.00	vérifié	(0.25)
$s^{\wedge} \leq 0.9 * f_u / g_{M2}$	4533892.40	< 25920000.00	vérifié	(0.17)

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Épaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	13	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	18	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	56	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	5	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	25.18	1114.41
1	599	2	12	26	1	7.50	448.86
2	529	1	7	12	1	4.19	221.30
3	459	1	7	12	1	3.63	166.59
4	389	2	9	17	1	3.97	154.38
5	269	2	10	18	1	2.86	76.92
6	189	1	8	14	1	1.67	31.59
7	109	2	12	24	1	1.36	14.77

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 443 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$k_{eq} = 6$ [mm]	Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons	[6.3.3.1.(1)]
$A_{vc} = 35.1$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$b = 1.00$	Paramètre de transformation	[5.3.(7)]
$z = 443$ [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$k_1 = 3$ [mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement	[6.3.2.(1)]
$k_2 = \infty$	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression	[6.3.2.(1)]
$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$		[6.3.1.(4)]
$S_{j,ini} = 8110513.91$ [daN*m]		Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]
$m = 1.00$	Coefficient de rigidité de l'assemblage	[6.3.1.(6)]
$S_j = S_{j,ini} / m$		[6.3.1.(4)]
$S_j = 8110513.91$ [daN*m]		Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 5525433.54$ [daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} = 110508.67$ [daN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]
$S_{j,ini} \gg S_{j,rig}$ RIGIDE		

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.42

VI. 3. Assemblage traverse – traverse

L'assemblage traverse – traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée

POUTRE

Profilé: IPE 330
 Barre N°: 19
 $a = -169.7$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 330$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbl} = 160$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbl} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbl} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{bl} = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{bl} = 62.61$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 11766.90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 275
 $f_{yb} = 27500000.00$ [daN/m²] Résistance

DROITE**POUTRE**

Profilé: IPE 330
 Barre N°: 20
 $a = -10.3$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{br} = 330$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbr} = 160$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbr} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbr} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{br} = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{br} = 62.61$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbr} = 11766.90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 275
 $f_{yb} = 27500000.00$ [daN/m²] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 11304.00$ [daN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $n_v = 7$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 80$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 90$ [mm]
Entraxe $p_i = 70;70;70;120;80;80$ [mm]

PLATINE

$h_{pr} = 680$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_{pr} = 170$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{pr} = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: S 235
 $f_{ypr} = 23500000.00$ [daN/m²] Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_{rd} = 160$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{frd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_{rd} = 330$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wrd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_{rd} = 1000$ [mm] Longueur de la platine
 $a_d = 8.7$ [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: S 235
 $f_{ybu} = 23500000.00$ [daN/m²] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 6$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 9$ [mm] Soudure semelle
 $a_{fd} = 6$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$g_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $g_{M1} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $g_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $g_{M3} = 1.10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 36: $ELU/31 = 1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.50$ $1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.50$

$M_{b1,Ed} = -6513.34$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 0.02$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -1847.84$ [daN] Effort axial dans la poutre droite

RÉSULTATS

RÉSISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 62.61$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 172167.05$ [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 57.21$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 90831.01$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0.00 < 1.00 **vérifié** (0.00)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 804.40$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 22120.9$ [daN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1739.40$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 47833.38$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 47833.38$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 653$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 73196.18$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$b = 10.3$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$g = 8.7$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 210$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$b =$	10.3 [Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$A_{vb} =$	$\frac{30.8}{1}$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$w =$	0.86	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$s_{com,Ed} =$	0.00 [daN/m ²]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1.00	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$F_{c,wb,Rd1} = [w k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / g_{M0}] \cos(g) / \sin(g - b)$			
$F_{c,wb,Rd1} =$	113290.91 [daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:			
$d_{wb} =$	271 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$l_p =$	1.07	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$r =$	0.76	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} = [w k_{wc} r b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / g_{M1}] \cos(g) / \sin(g - b)$			
$F_{c,wb,Rd2} =$	85957.75 [daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]
Résistance de l'aile du renfort			
$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 * g_{M0})$			
$F_{c,wb,Rd3} =$	66000.00 [daN]	Résistance de l'aile du renfort	[6.2.6.7.(1)]
Résistance finale:			
$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2} , F_{c,wb,Rd3})$			
$F_{c,wb,Rd,low} =$	66000.00 [daN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	34	-	40	-	80	217	191	191	191	188	137	137	137
2	34	-	40	-	80	217	188	188	188	160	80	80	80
3	34	-	40	-	100	217	188	188	188	200	100	100	100
4	34	-	40	-	95	217	188	188	188	190	95	95	95
5	34	-	40	-	70	217	188	188	188	140	70	70	70
6	34	-	40	-	70	217	188	188	188	140	70	70	70
7	34	-	40	-	70	217	188	188	188	178	129	129	129

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

- m – Distance du boulon de l'âme
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1
- l_{eff,2} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2
- l_{eff,cp,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l_{eff,2,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low})$$

$$N_{j,Rd} = 132000.00 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.01 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.01)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 11304.00 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 26057.63 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

F_{t,fc,Rd} – résistance de la semelle du poteau à la flexion

F_{t,wc,Rd} – résistance de l'âme du poteau à la traction

F_{t,ep,Rd} – résistance de la platine fléchie à la flexion

F_{t,wb,Rd} – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = w b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / g_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / g_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	22608.00	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,ep,Rd(1)} = 22608.00	22608.00	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(1)} = 39457.53	39457.53	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 52115.25	52115.25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
F _{c,fb,Rd} = 73196.18	73196.18	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	15402.81	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 22608.00$	22608.00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 38743.46$	38743.46	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115.25$	52115.25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 73196.18 - 22608.00$	50588.18	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 38010.81 - 22608.00$	15402.81	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 44835.79 - 22608.00$	22227.79	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	18456.72	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 22608.00$	22608.00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 38743.46$	38743.46	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115.25$	52115.25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 73196.18 - 38010.81$	35185.36	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 35651.04 - 15402.81$	20248.23	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 37125.00 - 15402.81$	21722.19	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 56467.53 - 38010.81$	18456.72	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 65460.79 - 38010.81$	27449.98	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 16080.45 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 12804.04 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	22381.33	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 22608.00$	22608.00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 38743.46$	38743.46	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115.25$	52115.25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 73196.18 - 50814.85$	22381.33	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 36597.84 - 12804.04$	23793.80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 40218.75 - 12804.04$	27414.71	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 53792.16 - 28206.85$	25585.31	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 56718.75 - 28206.85$	28511.90	Ame de la poutre - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 74608.65 - 50814.85$	23793.80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 85054.54 - 50814.85$	34239.69	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 11184.79 \text{ [daN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 8905.87 \text{ [daN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	13475.46	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 22608.00$	22608.00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 38743.46$	38743.46	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115.25$	52115.25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 73196.18 - 59720.72$	13475.46	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 34704.25 - 8905.87$	25798.38	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 34031.25 - 8905.87$	25125.38	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 53160.97 - 21709.91$	31451.06	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 54656.25 - 21709.91$	32946.34	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 70355.29 - 37112.72$	33242.57	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 71156.25 - 37112.72$	34043.53	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 91171.78 - 59720.72$	31451.06	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 99492.04 - 59720.72$	39771.32	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 8328.98 \text{ [daN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 6631.94 \text{ [daN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	6843.52	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 22608.00$	22608.00	Platine d'about - traction

F_{t6,Rd,comp} - Formule	F_{t6,Rd,comp} p	Composant
$F_{t,wb,Rd(6)} = 38743.46$	38743.46	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115.25$	52115.25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^5 F_{tj,Rd} = 73196.18 - 66352.66$	6843.52	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 33126.26 - 6631.94$	26494.32	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum 5^5 F_{tj,Rd} = 28875.00 - 6631.94$	22243.06	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 51267.38 - 15537.81$	35729.57	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum 5^4 F_{tj,Rd} = 48468.75 - 15537.81$	32930.94	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 69724.10 - 28341.85$	41382.25	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum 5^3 F_{tj,Rd} = 69093.75 - 28341.85$	40751.90	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 86918.42 - 43744.66$	43173.76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum 5^2 F_{tj,Rd} = 85593.75 - 43744.66$	41849.09	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 107734.91 - 66352.66$	41382.25	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum 5^1 F_{tj,Rd} = 113929.54 - 66352.66$	47576.88	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$

$F_{t6,Rd} = 5473.18$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd} h_6/h_2$

$F_{t6,Rd} = 4358.01$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp} p	Composant
$F_{t7,Rd} = \text{Min} (F_{t7,Rd,comp})$	2485.51	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(7)} = 22608.00$	22608.00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)} = 38743.46$	38743.46	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115.25$	52115.25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^6 F_{tj,Rd} = 73196.18 - 70710.67$	2485.51	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum 6^6 F_{tj,Rd} = 36845.49 - 4358.01$	32487.48	Platine d'about - traction - groupe

$F_{t7,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t7,Rd,comp}$ p	Composant
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{ij,Rd} = 41027.98 - 4358.01$	36669.9 7	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 53408.62 - 10989.95$	42418.6 7	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{ij,Rd} = 55465.48 - 10989.95$	44475.5 3	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 71549.74 - 19895.82$	51653.9 2	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{ij,Rd} = 75059.23 - 19895.82$	55163.4 1	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 90006.46 - 32699.86$	57306.6 0	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{ij,Rd} = 95684.23 - 32699.86$	62984.3 7	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 107200.78 - 48102.67$	59098.1 1	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{ij,Rd} = 112184.23 - 48102.67$	64081.5 6	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{ij,Rd} = 128017.27 - 70710.67$	57306.6 0	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{ij,Rd} = 140520.03 - 70710.67$	69809.3 5	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t7,Rd} = F_{t2,Rd} h_7/h_2$$

$$F_{t7,Rd} = 2084.08 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t7,Rd} = F_{t3,Rd} h_7/h_3$$

$$F_{t7,Rd} = 2084.08 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{ij,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	554	22608.00	-	-	22608.00	39457.53	22608.00	52115.25
2	474	15402.81	-	-	22608.00	38743.46	22608.00	52115.25
3	394	12804.04	-	-	22608.00	38743.46	22608.00	52115.25
4	274	8905.87	-	-	22608.00	38743.46	22608.00	52115.25
5	204	6631.94	-	-	22608.00	38743.46	22608.00	52115.25
6	134	4358.01	-	-	22608.00	38743.46	22608.00	52115.25

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
7	64	2084.08	-	-	22608.00	38743.46	22608.00	52115.25

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 29392.37 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.22 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.22)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$a_v = 0.60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$b_{Lf} = 0.92 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 8896.99 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 11304.00 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 23040.00 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 23040.00 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	22608.00	-263.98	22608.00	5009.93	4745.95	15125.86
2	22608.00	-263.98	15402.81	3413.26	3149.28	16023.49
3	22608.00	-263.98	12804.04	2837.37	2573.39	16347.24
4	22608.00	-263.98	8905.87	1973.54	1709.56	16832.88
5	22608.00	-263.98	6631.94	1469.64	1205.66	17116.17
6	22608.00	-263.98	4358.01	965.73	701.76	17399.46
7	22608.00	-263.98	2084.08	461.83	197.85	17682.75

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 116527.85 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0.00 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.00)$$

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	131.77	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	60.57	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	71.20	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	62813.54	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$s^{\wedge}_{max} = t^{\wedge}_{max}$	2347919.79	[daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$s^{\wedge} = t^{\wedge}$	2347919.79	[daN/m ²]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$t_{II} =$	3.46	[daN/m ²]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$b_w =$	0.80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\ddot{O}[s^{\wedge}_{max}{}^2 + 3*(t^{\wedge}_{max}{}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{M2})$	4695839.57		< 36000000.00 vérifié	(0.13)
$\ddot{O}[s^{\wedge}{}^2 + 3*(t^{\wedge}{}^2 + t_{II}{}^2)] \leq f_u/(b_w * g_{M2})$	4695839.57		< 36000000.00 vérifié	(0.13)
$s^{\wedge} \leq 0.9*f_u/g_{M2}$	2347919.79		< 25920000.00 vérifié	(0.09)

RIGIDITÉ DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Épaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	12	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	16	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	54	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	5	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	63.54	2545.75
1	554	¥	¥	24	3	18.74	1038.42
2	474	¥	¥	14	3	13.35	633.15
3	394	¥	¥	18	3	12.07	475.59
4	274	¥	¥	17	3	8.24	225.95
5	204	¥	¥	12	3	5.44	111.03
6	134	¥	¥	12	3	3.57	47.94
7	64	¥	¥	23	3	2.13	13.67

$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$

$z_{eq} = 401$ [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$

$k_{eq} = 16$ [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 k_{eq}$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 53460748.00$ [daN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$m = 1.00$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / m$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 53460748.00$ [daN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 5525433.54$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 110508.67$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \gg S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AILE ET AME DE LA POUTRE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.22

VI. 4. Assemblage poutre – poteau

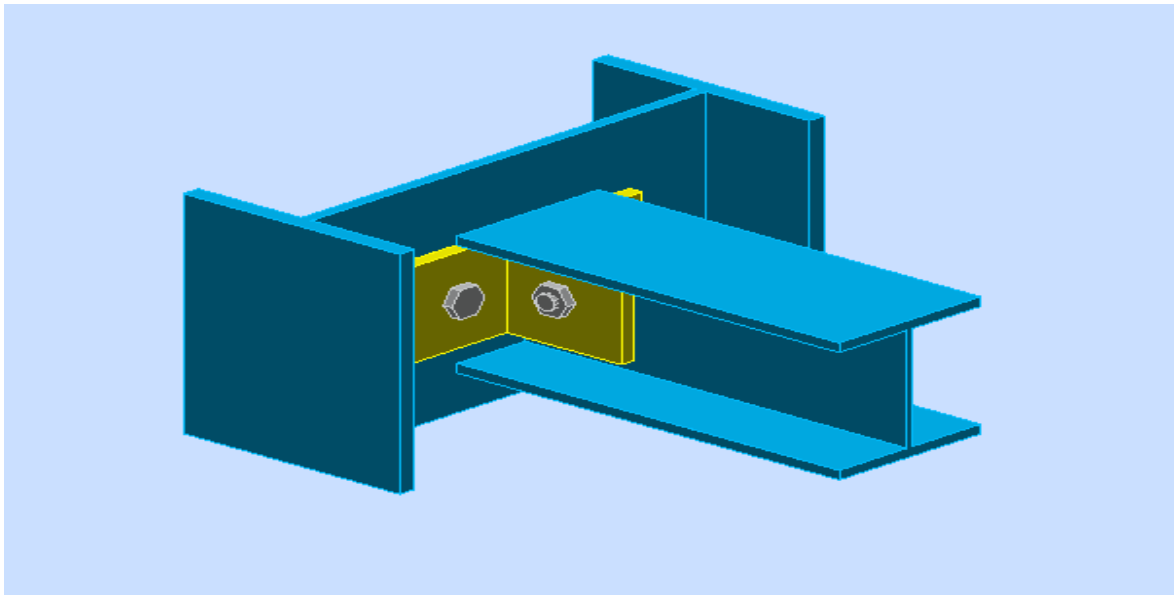
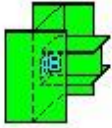
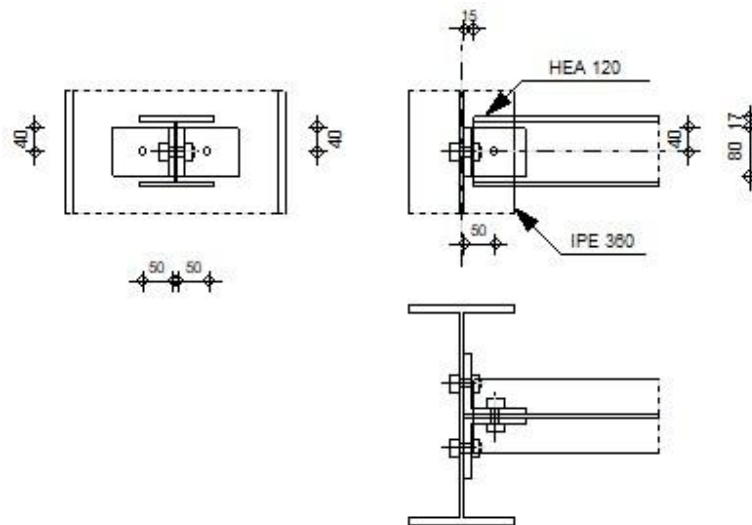


Figure VI.3 : Assemblage Sablière-Poteau.



Robot Structural Analysis Professional 2023
Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme)
 NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

Ratio
0.06

GENERAL

Assemblage N°: 5
 Nom de l'assemblage: Poutre-poteau (âme)
 Noeud de la structure: 238
 Barres de la structure: 22, 212

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: IPE 360
 Barre N°: 22
 $a = -90.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 360$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 170$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 18$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 72.73$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 16265.60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S 275

$f_{yc} = 27500000.00$ [daN/m²] Résistance de calcul
 $f_{uc} = 43000000.00$ [daN/m²] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: HEA 120
Barre N°: 212
 $a = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 114$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_b = 120$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 5$ [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
 $A_b = 25.34$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 606.15$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: S 275
 $f_{yb} = 27500000.00$ [daN/m²] Résistance de calcul
 $f_{ub} = 43000000.00$ [daN/m²] Résistance à la traction

CORNIERE

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
 $l_k = 80$ [mm] Longueur de la cornière
Matériau: S 275
 $f_{yk} = 27500000.00$ [daN/m²] Résistance de calcul
 $f_{uk} = 43000000.00$ [daN/m²] Résistance à la traction

BOULONS**BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon
 $d = 14$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 15$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1.15$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon
 $A_v = 1.54 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 80000000.00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance à la traction
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 1$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 40 \text{ [mm]}$ Niveau du premier boulon

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon
 $d = 14 \text{ [mm]}$ Diamètre du boulon
 $d_0 = 15 \text{ [mm]}$ Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1.15 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1.54 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 80000000.00 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Résistance à la traction
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 1$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 40 \text{ [mm]}$ Niveau du premier boulon

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$g_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $g_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: Calculs manuels
 $N_{b,Ed} = 271.47 \text{ [daN]}$ Effort axial
 $V_{b,Ed} = 79.02 \text{ [daN]}$ Effort tranchant
 $M_{b,Ed} = 0.00 \text{ [daN*m]}$ Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 5911.2 \text{ [da]}$ Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée
 $= 2 \text{ N]}$ d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / g_{M2}$
 $F_{t,Rd} = 6624.0 \text{ [da]}$ Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9 * f_u * A_s / g_{M2}$

$$F_{v,Rd} = 5911.2 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté}$$

$$= 2 \text{ N]} \text{ d'un boulon}$$

$$= 0 \text{ N]}$$

$$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / g_{M2}$$

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$a_{bx} = 1.00 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad a_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{bx} > 0.0 \quad 1.00 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 9632.00 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$a_{bz} = 1.00 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad a_{bz} = \min[e_1/(3 * d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{bz} > 0.0 \quad 1.00 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 9632.00 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_{M2}$$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$$k_{1x} = 2.50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$a_{bx} = 1.00 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad a_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{bx} > 0.0 \quad 1.00 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 12040.00 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * t_i / g_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2.50 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2.50 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$a_{bz} = 0.89 \text{ Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad a_{bz} = \min[e_1/(3 * d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{bz} > 0.0 \quad 0.89 > 0.00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2z} = 10702.22 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * t_i / g_{M2}$$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE

cisaillement des boulons

$$e = 53 \text{ [mm]} \text{ Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière}$$

$$\text{du centre de l'âme de la poutre}$$

$$M_0 = 2.07 \text{ [daN * m]} \text{ Moment fléchissant réel} \quad M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$$

$$F_{Vz} = 39.51 \text{ [daN]} \text{ Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant} \quad F_{Vz} = 0.5 * |V_{b,Ed}| / n$$

cisaillement des boulons

e =	53 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
F_{Mx}	0.00 [daN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx}= M_0 *z_i/\sum z_i^2$
$F_{x,Ed}$	0.00 [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed}$	39.51 [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
F_{Ed}	39.51 [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
F_{Rdx}	9632.00 [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx}=\min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
F_{Rdz}	9632.00 [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz}=\min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	0.00 < 9632.00	vérifié	(0.00)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	39.51 < 9632.00	vérifié	(0.00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	39.51 < 5911.22	vérifié	(0.01)

Traction des boulons

e =	54 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau	
M_{0t}	2.13 [daN*m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t}=0.5*V_{b,Ed}*e$
$F_{t,Ed}$	135.73 [daN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed}=M_{0t}*z_{max}/\sum z_i^2 + 0.5*N_{b2,Ed}/n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	135.73 < 6624.00	vérifié	(0.02)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed}$	39.51 [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = 6[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]$
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4*F_{t,Rd}) \leq 1.0$	0.02 < 1.00	vérifié	(0.02)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd}$	11822. [daN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée 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 $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		2.50 > 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
$F_{b,Rd1x} = 4682.22$ [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
$a_{bz} =$	1.00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$a_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{bz} > 0.0$		1.00 > 0.00	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 6020.00$ [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

$k_{1x} =$	2.50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$		2.50 > 0.00	vérifié
$a_{bx} =$	1.00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$a_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{bx} > 0.0$		1.00 > 0.00	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 24080.00$ [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
$a_{bz} =$	0.89	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$a_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{bz} > 0.0$		0.89 > 0.00	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 21404.44$ [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 CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e =$	54 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau	
$M_0 =$	4.27 [daN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Nx} =$	271.4 / 7 [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$
$F_{Vz} =$	79.02 [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} =$	0.00 [daN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$

cisaillement des boulons

$e =$	54 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau	
$F_{Mz} =$	0.00 [daN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} =$	271.4 / 7 [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} =$	79.02 [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} =$	282.7 / 4 [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \ddot{O} (F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)$
$F_{Rdx} =$	4682. / 22 [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	6020. / 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}$		$ 271.47 < 4682.22$	vérifié (0.06)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$ 79.02 < 6020.00$	vérifié (0.01)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		$282.74 < 11822.44$	vérifié (0.02)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$A_{nt} =$	0.0 [cm ² / 0]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	0.0 [cm ² / 0]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	0.0 [daN / 0]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\ddot{O}3) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$		$ 135.73 > 0.00$	vérifié (0.00)

POUTRE

$A_{nt} =$	0.0 [cm ² / 0]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	0.0 [cm ² / 0]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	0.0 [daN / 0]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\ddot{O}3) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$		$ 271.47 > 0.00$	vérifié (0.00)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 4.25 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 3.25 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 12470.07 \text{ [daN]}$ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$

$|0.5 * V_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|39.51| < 12470.07$ **vérifié** (0.00)

POUTRE

$A_{nt} = 1.37 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 2.48 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 6294.59 \text{ [daN]}$ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / g_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / g_{M0}$

$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|79.02| < 6294.59$ **vérifié** (0.01)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 7.39 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 5.89 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * g_{M2}) / (f_u * g_{M0})$ $0.72 < 0.80$

$W_{net} = 10.60 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 291.40 \text{ [daN*m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion

$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / g_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$ $|2.13| < 291.40$ **vérifié** (0.01)

$A_v = 8.00 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement

$A_v = I_a * t_{fa}$

$A_{v,net} = 6.50 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace nette en cisaillement

$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$

$V_{pl,Rd} = 12701.71 \text{ [daN]}$ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * g_{M0})$

$|0.5 * V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd}$ $|39.51| < 12701.71$ **vérifié** (0.00)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 5.70 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 4.95 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * g_{M2}) / (f_u * g_{M0})$ $0.78 < 0.80$

$W_{net} = 10.86 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section

$W_{net} = 10.86$ [cm ³]	Facteur élastique de la section		
$M_{c,Rdnet} = 298.60$ [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / g_{M0}$	
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 4.27 < 298.60$	vérifié	(0.01)
$A_v = 5.70$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement		
$A_{v,net} = 4.95$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$	
$V_{pl,Rd} = 9049.97$ [daN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_y) / (\sqrt{3} * g_{M0})$	
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$	$ 79.02 < 9049.97$	vérifié	(0.01)

REMARQUES

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible	9 [mm] < 12 [mm]
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile inférieure de la poutre trop faible	9 [mm] < 12 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.06

VI.5 Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux

a) Pied de poteau (IPE360)

Calcul des pieds de poteaux encastrés :

Dans ce cas, le poteau est sollicité en pied par :

- Effort de soulèvement dû au vent (sous G + 1.5WL), N = 4522.32 daN
- Un moment de flexion M = 23404daN.m.

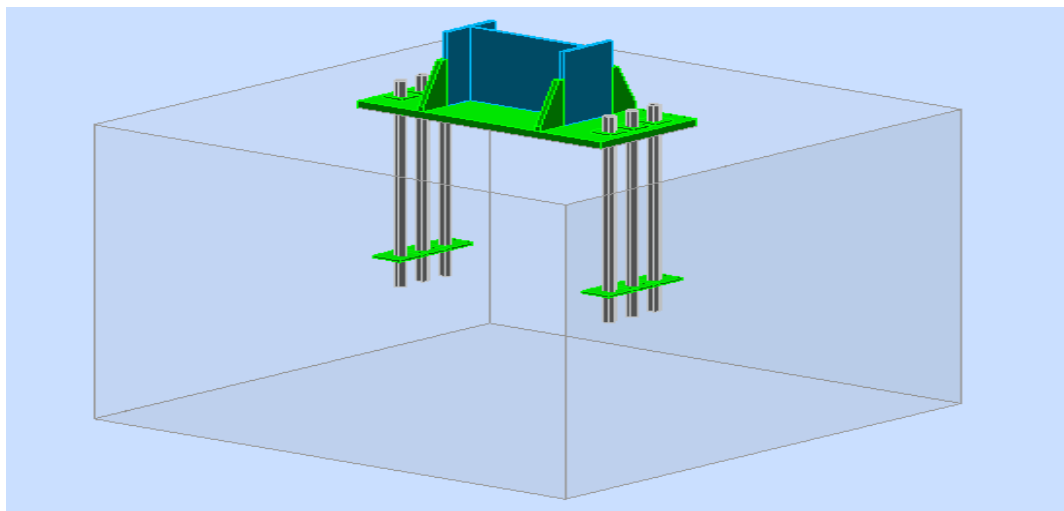


Figure VI.4 : Tige d'encrage du pied du poteau.



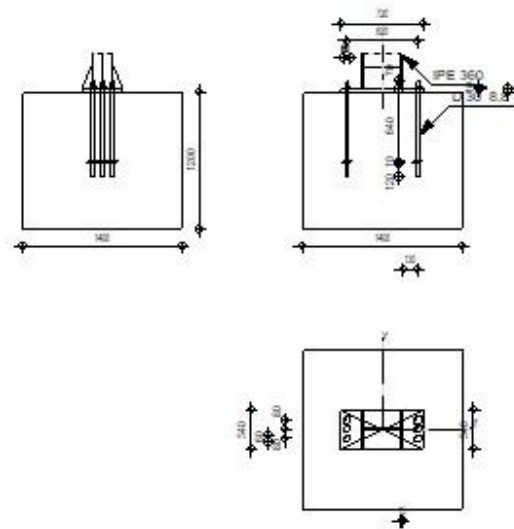
Robot Structural Analysis Professional 2023

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide:
Design of fastenings in concrete



Ratio
0.90



GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage: Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 23
 Barres de la structure: 18

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: IPE 360
 Barre N°: 18
 $L_c = 10.00$ [m] Longueur du poteau
 $a = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 360$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 170$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 18$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 72.73$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 16265.60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 275

$f_{yc} = 27500000.00$ [daN/m²] Résistance

$f_{uc} = 43000000.00$ [daN/m²] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 720$ [mm] Longueur

$b_{pd} = 340$ [mm] Largeur

$t_{pd} = 30$ [mm] Epaisseur

Matériau: S 235

$f_{ypd} = 23500000.00$ [daN/m²] Résistance

$f_{upd} = 36000000.00$ [daN/m²] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 55000000.00$ [daN/m²] Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 80000000.00$ [daN/m²] Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 30$ [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 5.61$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 7.07$ [cm²] Aire de la section du boulon

$n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 3$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 620$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 80$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 70$ [mm]

$L_2 = 640$ [mm]

$L_3 = 120$ [mm]

Plaque d'ancrage

$l_p = 80$ [mm] Longueur

$b_p = 100$ [mm] Largeur

$t_p = 10$ [mm] Epaisseur

Matériau: S 235

$f_y = 23500000.00$ [daN/m²] Résistance

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$ [mm] Largeur

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur
 $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

RAIDISSEUR

$w_s = 340$ [mm] Largeur
 $h_s = 190$ [mm] Hauteur
 $t_s = 15$ [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
 $g_C = 1.50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 1400$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 1400$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 1200$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe C30/37

$f_{ck} = 3000000.00$ [daN/m²] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 0$ [mm] Epaisseur du mortier de calage
 $f_{ck,g} = 1200000.00$ [daN/m²] Résistance caractéristique à la compression
 $C_{f,d} = 0.30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 6$ [mm] Plaque principale du pied de poteau
 $a_s = 4$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 36: $ELU/31 = 1 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.05 + 3 \cdot 1.50$ $1 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.05 + 3 \cdot 1.50$

$N_{j,Ed} = -6177.79$ [daN] Effort axial
 $V_{j,Ed,y} = -4.80$ [daN] Effort tranchant
 $V_{j,Ed,z} = 1847.95$ [daN] Effort tranchant

$N_{j,Ed} = -6177.79$ [daN] Effort axial
 $M_{j,Ed,y} = -7417.50$ [daN*m] Moment fléchissant
 $M_{j,Ed,z} = -4.69$ [daN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 2000000.0$ [daN/m²] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1: [3.1.6.(1)]
 $f_j = 3220305.9$ [daN/m²] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]
 $c = t_p \cdot \ddot{O}(f_{yp}/(3 \cdot f_j \cdot g_{M0}))$
 $c = 47$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]
 $b_{eff} = 106$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]
 $l_{eff} = 264$ [mm] Longueur effective de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]
 $A_{c0} = 280.13$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1: [6.7.(3)]
 $A_{c1} = 2521.14$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1: [6.7.(3)]
 $F_{rd,u} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \ddot{O}(A_{c1}/A_{c0}) \leq 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$
 $F_{rd,u} = 168076.32$ [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)]
 $f_{jd} = b_j \cdot F_{rd,u} / (b_{eff} \cdot l_{eff})$
 $f_{jd} = 4000000.00$ [daN/m²] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]
 $A_{c,n} = 975.34$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]
 $A_{c,y} = 365.26$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]
 $A_{c,z} = 365.26$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,i} = A_{c,i} \cdot f_{jd}$
 $F_{c,Rd,n} = 390135.86$ [daN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]
 $F_{c,Rd,y} = 146102.73$ [daN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,z} = 146102.73$ [daN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1.00$ Classe de la section EN 1993-1-1: [5.5.2]
 $W_{pl,y} = 1898.97$ [cm³] Facteur plastique de la section EN 1993-1-1: [6.2.5.(2)]
 $M_{c,Rd,y} = 52221.68$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN 1993-1-1: [6.2.5]
 $h_{f,y} = 347$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$
 $F_{c,fc,Rd,y} = 150364.74$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$W_{pl,z} = 841.35$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 23137.24$ [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} = 171$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$		
$F_{c,fc,Rd,z} = 135376.79$ [daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 390135.86$ [daN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{C,Rd,y} = 146102.73$ [daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$		
$F_{C,Rd,z} = 135376.79$ [daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 5.61$ [cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} = 80000000.00$ [daN/m ²]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$\beta = 0.85$	Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$		
$F_{t,Rd,s1} = 27466.56$ [daN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} = 1.20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} = 55000000.00$ [daN/m ²]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$		
$F_{t,Rd,s2} = 25712.50$ [daN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$		
$F_{t,Rd,s} = 25712.50$ [daN]	Résistance du boulon à la rupture	

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 3000000.00$ [daN/m ²]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$A_h = 72.93$ [cm ²]	Aire de contact de la plaque d'ancrage	CEB [15.1.2.3]
$p_k = 22500000.00$ [daN/m ²]	Résistance caractéristique du béton à l'arrachement	CEB [15.1.2.3]
$\gamma_{Mp} = 2.16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,p} = p_k * A_h / \gamma_{Mp}$		
$F_{t,Rd,p} = 75970.23$ [daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.3]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 413$ [mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 9.0 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck}^{0.5} * h_{ef}^{1.5}$		

$N_{Rk,c}^0 = 41424.17$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} = 1240$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} = 620$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 15376.00$ [cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 4713.33$ [cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$y_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$		
$y_{A,N} = 0.31$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 390$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$y_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/c_{cr,N} \leq 1.0$		
$y_{s,N} = \frac{0.8}{9}$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$y_{ec,N} = 1.0$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$y_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$y_{re,N} = 1.00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$y_{ucr,N} = 1.00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$g_{Mc} = 2.16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * y_{A,N} * y_{s,N} * y_{ec,N} * y_{re,N} * y_{ucr,N} / g_{Mc}$		
$F_{t,Rd,c} = 5224.5$ [daN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
FENDAGE DU BETON		
$h_{ef} = 640$ [mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 9.0[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck}^{0.5} * h_{ef}^{1.5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 79812.90$ [daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 1280$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 640$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 16384.00$ [cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 4806.67$ [cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$y_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$		
$y_{A,N} = 0.29$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c = 390$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$y_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/c_{cr,N} \leq 1.0$		
$y_{s,N} = \frac{0.8}{8}$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$y_{ec,N} = 1.0$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$y_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		

$y_{re,N} = 1.00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$y_{ucr,N} = 1.00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$y_{h,N} = (h/(2*h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$		
$y_{h,N} = 0.96$	Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$g_{M,sp} = 2.16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * y_{A,N} * y_{s,N} * y_{ec,N} * y_{re,N} * y_{ucr,N} * y_{h,N} / g_{M,sp}$		
$F_{t,Rd,sp} = 9166.98$ [daN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$	
$F_{t,Rd} = 5224.50$ [daN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 170$ [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 170$ [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 123$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 898.88$ [daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 898.88$ [daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 29181.4$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 14903.2$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 15673.5$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,y} = 14903.29$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 360$ [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 360$ [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 123$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 1903.50$ [daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]

$$l_{eff,1} = 360 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1} \quad [6.2.6.5]$$

$$M_{pl,2,Rd} = 1903.50 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance plastique de la dalle pour le mode 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{61796.0}{4} \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 1} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{24995.1}{3} \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,3,Rd} = \frac{10449.0}{0} \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 3} \quad [6.2.4]$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd,z} = 10449.00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode à la traction} \quad [6.2.4]$$

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$$F_{T,Rd,y} = 14903.29 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone tendue} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$$

$$F_{T,Rd,z} = 10449.00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone tendue} \quad [6.2.8.3]$$

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \text{ (6.24)} \quad 0.02 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.02)$$

$$e_y = 1201 \text{ [mm]} \quad \text{Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,y} = 174 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{C,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,y} = 310 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{T,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,y} = 8426.71 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0.88 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.88)$$

$$e_z = 1 \text{ [mm]} \quad \text{Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,z} = 85 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{C,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,z} = 80 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{T,Rd,z} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,z} = 203.91 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0.02 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.02)$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0.90 < 1.00 \quad \text{vérifié} \quad (0.90)$$

CISAILEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$a_{d,y}$	0.5		[Tableau
=	8	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	3.4]
$a_{b,y}$	0.5		[Tableau
=	8	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	3.4]
$k_{1,y}$	2.5	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisail-	[Tableau
=	0	lement	3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * a_{b,y} * f_{up} * d * t_p / g_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 37800.00$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$a_{d,z}$	0.5		[Tableau
=	2	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	3.4]
$a_{b,z}$	0.5		[Tableau
=	2	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	3.4]
$k_{1,z}$	2.5	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisail-	[Tableau
=	0	lement	3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * a_{b,z} * f_{up} * d * t_p / g_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 33750.00$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

a_b	=	0.28	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
A_{vb}	=	7.07	[cm ²] Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
f_{ub}	=	80000000.00	[daN/m ²] Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
g_{M2}	=	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = a_b * f_{ub} * A_{vb} / g_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 12440.71$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c}$	=	11284.92	[daN] Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
k_3	=	2.00	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
g_{Mc}	=	2.16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / g_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 10449.00$ [daN] Résistance du béton à l'effet de levier [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0$	=	55628.	[daN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$y_{A,V,y}$	=	0.42	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$y_{h,V,y}$	=	1.00	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y} = 55628.43$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$y_{s,V,y} = 0.83$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$y_{ec,V,y} = 1.00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$y_{a,V,y} = 1.00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$y_{ucr,V,y} = 1.00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$g_{Mc} = 2.16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot y_{A,V,y} \cdot y_{h,V,y} \cdot y_{s,V,y} \cdot y_{ec,V,y} \cdot y_{a,V,y} \cdot y_{ucr,V,y} / g_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 8918.73$ [daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} = 27752.76$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$y_{A,V,z} = 1.00$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$y_{h,V,z} = 1.00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$y_{s,V,z} = 1.00$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$y_{ec,V,z} = 1.00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$y_{a,V,z} = 1.00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$y_{ucr,V,z} = 1.00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$g_{Mc} = 2.16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot y_{A,V,z} \cdot y_{h,V,z} \cdot y_{s,V,z} \cdot y_{ec,V,z} \cdot y_{a,V,z} \cdot y_{ucr,V,z} / g_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 12848.50$ [daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0.30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 6177.79$ [daN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 1853.34$ [daN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 55365.71$ [daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0.00 < 1.00$	vérifié	(0.00)
$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 64547.34$ [daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0.03 < 1.00$	vérifié	(0.03)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0.03 < 1.00$	vérifié	(0.03)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 215.84$ [daN*m]	Moment fléchissant du raidisseur		
$Q_1 = 5078.55$ [daN]	Effort tranchant du raidisseur		
$z_s = 38$ [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)		
$I_s = 3666.86$ [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur		
$s_d = 46895.51$ [daN/m ²]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$s_g = 1071481.4$ [daN/m ²]	Contrainte normale dans les fibres supérieures		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$t = 1781947.8$ [daN/m ²]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$s_z = 3086780.4$ [daN/m ²]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle		EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max (s_g, t / (0.58), s_z) / (f_{yp}/g_{M0}) \leq 1.0$	$(6.1) 0.13 < 1.00$	vérifié	(0.13)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$s^{\wedge} = 4387961.51$ [daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure		[4.5.3.(7)]
$t^{\wedge} = 4387961.51$ [daN/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire		[4.5.3.(7)]
$t_{yII} = -715.64$ [daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$		[4.5.3.(7)]
$t_{zII} = 460238.30$ [daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$		[4.5.3.(7)]
$b_w = 0.80$	Coefficient dépendant de la résistance		[4.5.3.(7)]
$s^{\wedge} / (0.9 * f_u / g_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0.17 < 1.00$	vérifié	(0.17)
$\ddot{O}(s^{\wedge} + 3.0 (t_{yII}^2 + t^{\wedge}^2)) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0.24 < 1.00$	vérifié	(0.24)
$\ddot{O}(s^{\wedge} + 3.0 (t_{zII}^2 + t^{\wedge}^2)) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0.22 < 1.00$	vérifié	(0.22)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$s^{\wedge} =$	3170792.64 [daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$t^{\wedge} =$	3170792.64 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$t_{II} =$	3341152.20 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$s_z =$	8585196.45 [daN/m ²]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$b_w =$	0.80	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (s^{\wedge}, t_{II} * \ddot{O}3, s_z) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0.24 < 1.00 vérifié (0.24)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$s^{\wedge} =$	5280997.20 [daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$t^{\wedge} =$	5280997.20 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$t_{II} =$	4754458.96 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$s_z =$	13392922.23 [daN/m ²]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$b_w =$	0.80	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max (s^{\wedge}, t_{II} * \ddot{O}3, s_z) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0.37 < 1.00 vérifié (0.37)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	106 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	264 [mm]	Longueur effective de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \ddot{O}(b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)$			
$k_{13,y} =$	21 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	170 [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	123 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,y} =$	2 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	295 [mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$			
$k_{16,y} =$	3 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$l_{0,y} =$	0.77	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	3083746.87 [daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	10247328.00 [daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE			[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \ddot{O}(A_{c,z}) / (1.275 * E)$			
$k_{13,z} =$	24 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]

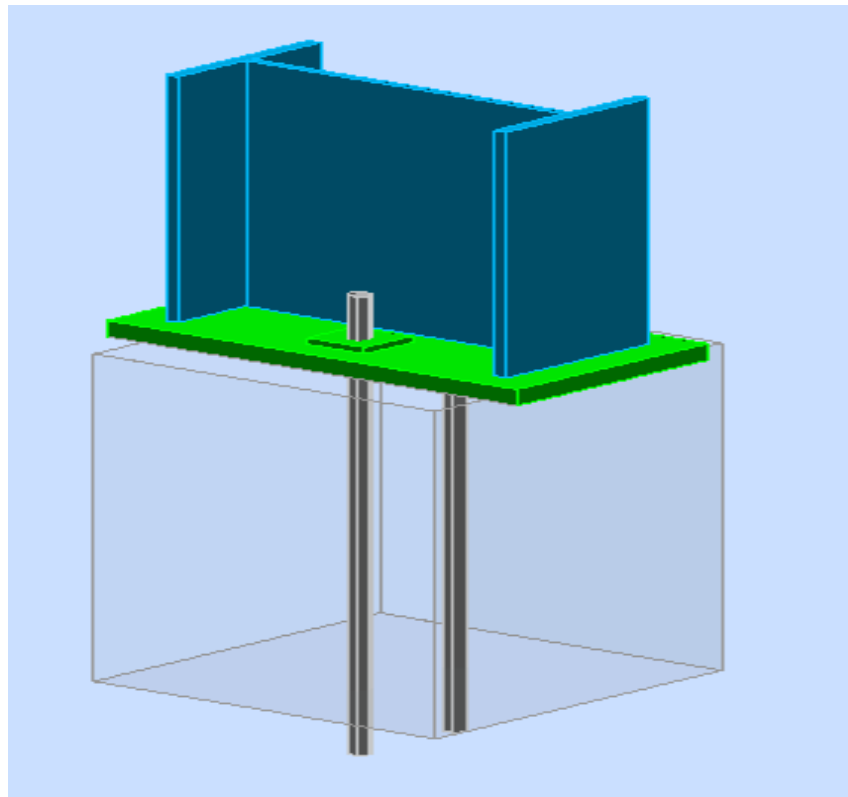
$l_{eff} = 360$ [mm]	Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 123$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,z} = 4$ [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 295$ [mm]	Longueur effective du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$		
$k_{16,z} = 3$ [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$l_{0,z} = 3.04$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} = 7224493.64$ [daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} = 657373.50$ [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:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.90

b) Pied de potelet (IPE300)



Figures VI.5 : Pied de potelet (IPE300).



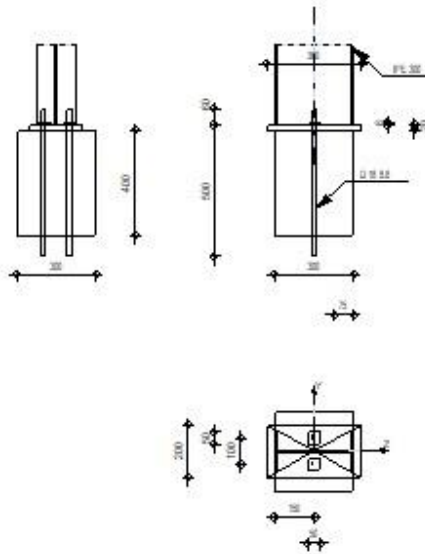
Robot Structural Analysis Professional 2023

Calcul du Pied de Poteau articulé

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide:
Design of fastenings in concrete



Ratio
0.28



GÉNÉRAL

Assemblage N°: 4
 Nom de l'assemblage: Pied de poteau articulé
 Noeud de la structure: 242
 Barres de la structure: 214

GÉOMÉTRIE

POTEAU

Profilé: IPE 300
 Barre N°: 214
 $L_c = 11.55$ [m] Longueur du poteau
 $a = 0.0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 300$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 150$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 15$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 53.81$ [cm²] Aire de la section du poteau

$L_c = 11.55$ [m] Longueur du poteau
 $I_{yc} = 8356.11$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: S 275
 $f_{yc} = 27500000.00$ [daN/m²] Résistance
 $f_{uc} = 43000000.00$ [daN/m²] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 360$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 200$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 20$ [mm] Epaisseur
Matériau: S 235
 $f_{ypd} = 23500000.00$ [daN/m²] Résistance
 $f_{upd} = 36000000.00$ [daN/m²] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 55000000.00$ [daN/m²] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 80000000.00$ [daN/m²] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 1.92$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2.54$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n = 2$ Nombre de rangées des boulons
 $e_v = 100$ [mm] Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]
 $L_2 = 500$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 50$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 50$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur

COEFFICIENTS DE MATÉRIAU

$g_{M0} = 1.00$ Coefficient de sécurité partiel
 $g_{M2} = 1.25$ Coefficient de sécurité partiel
 $g_C = 1.50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLÉE

L = 300 [mm] Longueur de la semelle
 B = 300 [mm] Largeur de la semelle
 H = 400 [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe C20/25

$f_{ck} = 2000000.00$ [daN/m²] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 0$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 1200000.00$ [daN/m²] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0.30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 6$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

EFFORTS

Cas: 33: ELU/28=1*1.00 + 4*1.50 1*1.00+4*1.50

$N_{j,Ed} = -784.48$ [daN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 1.60$ [daN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = -359.69$ [daN] Effort tranchant

RÉSULTATS

ZONE COMPRIMÉE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 1333333.3$ [daN/m²] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1: [3.1.6.(1)]

$f_j = 1088662.1$ [daN/m²] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$c = t_p \cdot \ddot{O}(f_{yp}/(3 \cdot f_j \cdot g_{M0}))$

$c = 54$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 64$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 200$ [mm] Longueur effective de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 128.70$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1: [6.7.(3)]

$A_{c1} = 193.05$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1: [6.7.(3)]

$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \ddot{O}(A_{c1}/A_{c0}) \leq 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd}$

$F_{rd,u} = 21016.10$ [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)]

$$f_{jd} = b_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$f_{jd} = 1088662.11$ [daN/m²] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 573.36$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$F_{c,Rd,n} = 62419.42$ [daN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$N_{j,Rd} = 62419.42$ [daN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0.01 < 1.00	vérifié	(0.01)
---------------------------------------	-------------	---------	--------

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$a_{d,y} = 0.8$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$a_{b,y} = 0.8$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = 2.5$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * a_{b,y} * f_{up} * d * t_p / g_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 21600.00$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$a_{d,z} = 3.0$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$a_{b,z} = 1.0$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2.5$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * a_{b,z} * f_{up} * d * t_p / g_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 25920.00$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$a_b = 0.28$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 2.54$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$a_b =$	0.28	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} =$	80000000.00 [daN/m ²]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$g_{M2} =$	1.25	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = a_b * f_{ub} * A_{vb} / g_{M2}$			
$F_{2,vb,Rd} =$	4478.65 [daN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} =$	2515.58 [daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 =$	2.00	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$g_{Mc} =$	2.16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 * N_{Rk,c} / g_{Mc}$			
$F_{v,Rd,cp} =$	2329.24 [daN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 =$	2074.5 [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$y_{A,V,y} =$	0.50	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$y_{h,V,y} =$	1.00	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$y_{s,V,y} =$	0.85	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$y_{ec,V,y} =$	1.00	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$y_{a,V,y} =$	1.00	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$y_{ucr,V,y} =$	1.00	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$g_{Mc} =$	2.16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * y_{A,V,y} * y_{h,V,y} * y_{s,V,y} * y_{ec,V,y} * y_{a,V,y} * y_{ucr,V,y} / g_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,y} =$	408.18 [daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 =$	1347.4 [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$y_{A,V,z} =$	0.89	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$y_{h,V,z} =$	1.00	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} = 1347.4$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$y_{s,V,z} = 0.97$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$y_{ec,V,z} = 1.00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$y_{a,V,z} = 1.00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$y_{ucr,V,z} = 1.00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$g_{Mc} = 2.16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot y_{a,V,z} \cdot y_{h,V,z} \cdot y_{s,V,z} \cdot y_{ec,V,z} \cdot y_{a,V,z} \cdot y_{ucr,V,z} / g_{Mc}$
 $F_{v,Rd,c,z} = 536.02$ [daN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0.30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 784.48$ [daN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 235.35$ [daN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,y} = 1051.70$ [daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0.00 < 1.00$	vérifié (0.00)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$		
$V_{j,Rd,z} = 1307.38$ [daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0.28 < 1.00$	vérifié (0.28)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0.28 < 1.00$	vérifié (0.28)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma = 60664.22$ [daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau = 60664.22$ [daN/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} = 455.23$ [daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} = -107587.29$ [daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$b_w = 0.80$	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma / (0.9 \cdot f_u / g_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0.00 < 1.00$	vérifié (0.00)
$\sqrt{\sigma^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2)} / (f_u / (b_w \cdot g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0.00 < 1.00$	vérifié (0.00)

$s^{\wedge} / (0.9 * f_u / g_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	$0.00 < 1.00$	vérifié	(0.00)
$\ddot{O}(s^{\wedge} + 3.0 (t_{zII}^2 + t^{\wedge}^2)) / (f_u / (b_w * g_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	$0.01 < 1.00$	vérifié	(0.01)

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

FONDATION EN PRESSION DIAMETRALE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0.28

VI.6 Conclusion

En conclusion de ce chapitre consacré à l'étude des assemblages dans la construction d'un hangar en charpente métallique, nous avons pu établir que la performance et la durabilité de l'ensemble de la structure reposent sur la conception soignée et le dimensionnement précis de ces jonctions cruciales. Les diverses méthodes d'assemblage analysées, qu'il s'agisse de boulonnage, de soudure ou d'autres techniques innovantes, ont été évaluées pour leur capacité à résister aux charges appliquées et à transmettre efficacement les efforts tout en respectant les normes de sécurité et les impératifs économiques. Cette étude approfondie garantit que le hangar peut non seulement supporter les forces structurales quotidiennes mais aussi faire face aux contraintes exceptionnelles sans compromettre l'intégrité de ses assemblages.

A decorative border of small black asterisks surrounds the entire page, forming a rectangular frame.

CHAPITRE VII :

Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction :

Les fondations forment la partie de l'ouvrage se trouvant en contact direct avec le terrain d'assise et dont le rôle est de transmettre à ce dernier toutes les charges supportées par cet ouvrage. Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons.

Ces derniers sont constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par des écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

La liaison des poteaux à leur extrémité est considérée comme encastrement dans les deux sens longitudinal et transversal.

Le béton des fondations est dosé à 350 kg/m^3 ; $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$.

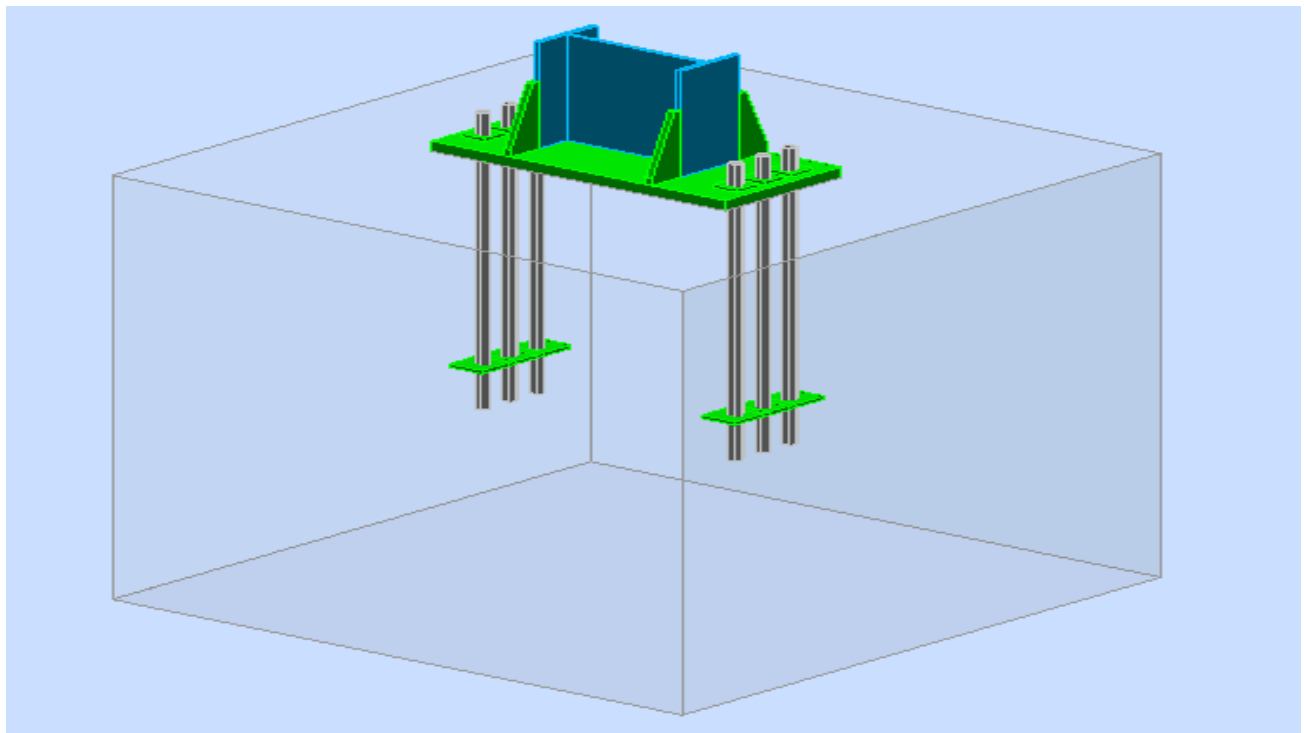


Figure VII.1: Vue 3D de la jonction poteau-fondation.

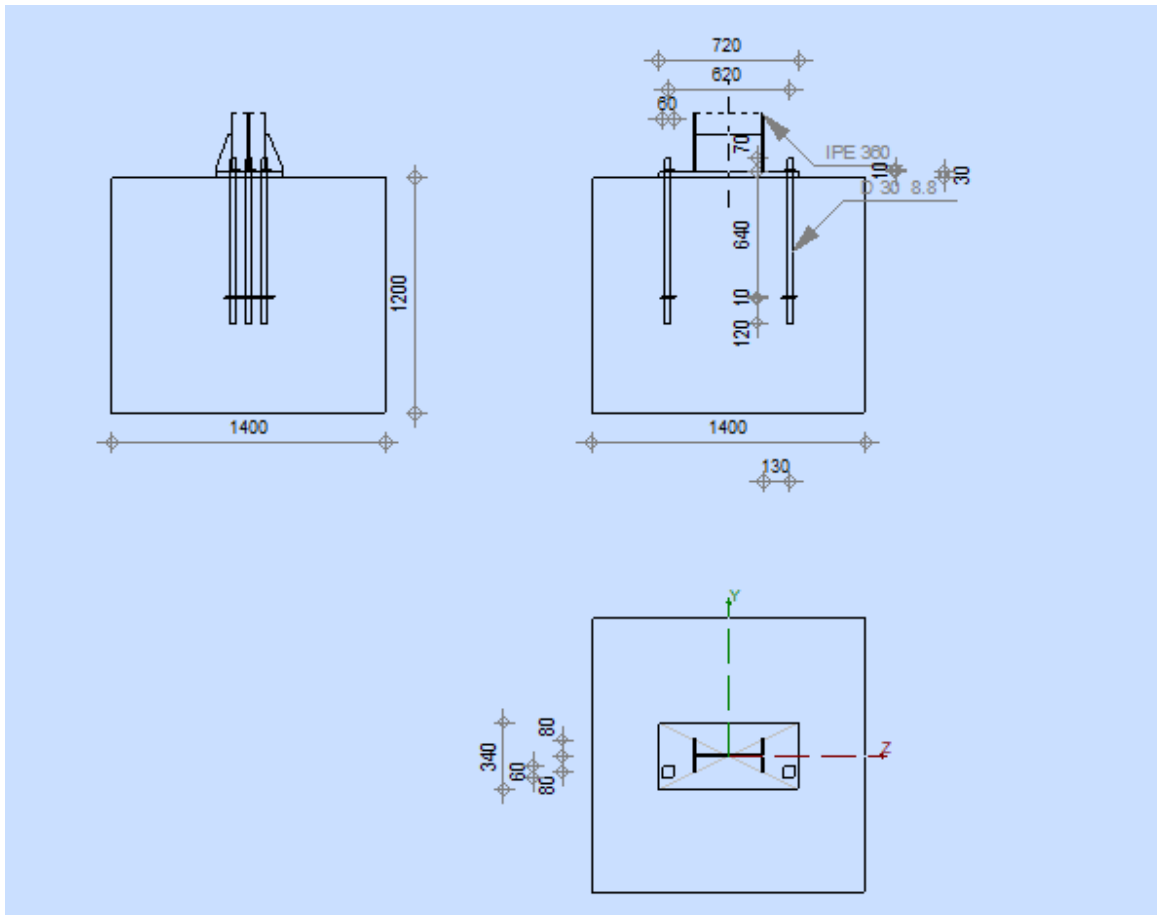


Figure VII.2: Dessin des coupes de la jonction poteau-fondation.

VII.2.Charge à prendre en considération

Tableau VII.1: Récapitulatif des charges.

	Effort	ELU	ELS
Semelle	N_{sd} (daN)	6177.79	553.3
	M_{sd} (daN.m)	7417.50	153
$\overline{\sigma}_{sol}$	2 bar = 20000daN/m ²		

VII.3. Dimensionnement de la semelle

➤ Détermination de A et B

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{a}{b} \times B \\ B = \frac{a}{b} \times A \end{cases}$$

On a :

$$a=0.6\text{m} ; b=0.6\text{m}$$

Semelle isolée

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times A} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{6177.79}{20000}}$$

$$A=0.4\text{m}$$

$$B = \frac{a}{b} \times A = \frac{0.6}{0.6} \times 0.4 = 0.4\text{m}$$

Donc on prend une semelle de dimensions (1.4 x 1.4) m²

➤ b. Détermination de d et h

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq 2A - 2a \rightarrow \frac{1.4-0.6}{4} \leq d \leq 1.4 - 0.6$$

$$\rightarrow 20\text{cm} \leq d \leq 80\text{cm}$$

donc on prend d=35cm

$$\text{Alors } h = 35 + 5 = 40\text{cm}$$

VII.4. Vérification de la stabilité au renversement

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = \frac{153}{553.3} \leq \frac{1.4}{4}$$

$$e_0 = 0.28\text{m} \leq 0.35\text{m}$$

Donc : Condition vérifiée

VII.5.Calcul du ferrailage

ELU :

$$A_U = \frac{N_U \times (2A - 2a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15}$$

$$\sigma_{st} = 347.82 \text{ Mpa}$$

$$N_U = 6177.79 \text{ daN}$$

$$A_U = \frac{6177.79 \times (2.8 - 1.2)}{8 \times 1.15 \times 347.82} = 3.089 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$A_s = \frac{N_s \times (2A - 2a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{5533.3 \times (2.8 - 1.2)}{8 \times 1.15 \times 201.63} = 14.77 \text{ cm}^2$$

Nous avons $A_s > A_u$

Donc on prend un ferrailage de

En X :

$$\text{HA 400 } 14,0 \text{ l} = 2,69 \text{ (m)}$$

$$e = 15.$$

En Y :

$$\text{HA 400 } 12,0 \text{ l} = 1,98 \text{ (m)}$$

$$e = 10.$$

VII.6. Calcul des longrines

Une longrine est un élément de structure ayant la forme d'une poutre et orientée horizontalement, supportant des forces mécaniques importées. Elle assure la liaison transversale entre les poteaux au niveau des massif de fondation et qui sert à répartir les répartir les charges (des murs supportés ou à les reporter vers des appuis.

VII.6.1. Dimensionnement des longrines

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

VI.6.2. Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left\{ \frac{N}{\alpha}, 20KN \right\}$$

Avec :

N : Egale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3 ($\alpha = 15$)

$$\text{a. L'ELU : } \frac{N_U}{\alpha} = \frac{61777.9}{15} = 4118.53 \text{ daN}$$

$$\text{b. L'ELS : } \frac{N_S}{\alpha} = \frac{55333}{15} = 3688.87 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow F = \max [41.19; 36.89; 20] = 41.19 \text{ KN}$$

$$A_{ST} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0.041}{347.82} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{0.041}{201.6} = 2.03 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale : $A_{min} = 0,6\% B = 0,6\% (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}$

- On prend donc 6T12 = 6,79 cm²

VII.6.3. Vérification de condition de non fragilité

$$A_{st} \leq 0.23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6.79 \text{ cm}^2 \\ 0.23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 30 \times \frac{25}{400} = 10.78 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII.6.4. Calcul d'armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lmin}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; 12; \frac{250}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(8.5; 12; 25) \text{ mm}$$

Alors on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

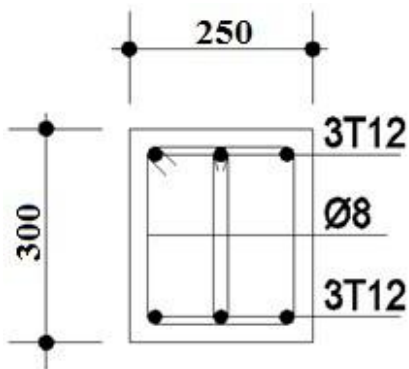
VII.6.5. Calcul d'espacement des cadres

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15\phi_t)$$

$$\Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}; 12 \text{ cm}$$

\Rightarrow Alors on adopte un espacement $S_t = 10 \text{ cm}$



Figures VII.3: Ferrailage des longrines.

VII.7 Conclusion

L'étude de l'infrastructure d'un hangar en charpente métallique conclut sur l'importance primordiale d'une fondation et d'une base solides qui assurent la pérennité de l'ouvrage. La prise en compte méticuleuse des caractéristiques du sol, des charges d'exploitation, ainsi que des conditions environnementales a permis de définir les dimensions et la nature des fondations adaptées à la structure. L'intégrité de l'infrastructure est ainsi confirmée, garantissant une répartition équilibrée des charges et la résistance de la construction face aux divers aléas. Cette phase de conception s'avère être un pilier essentiel pour l'ensemble du projet, conditionnant non seulement sa sécurité mais également sa fonctionnalité à long terme.

A decorative border of small black asterisks surrounds the entire page, forming a rectangular frame with rounded corners.

CHAPITRE VIII :

Protection de la structure

VIII.1.Introduction

Comme tout autre matériau, l'acier présente quelques inconvénients, notamment la mauvaise résistance à la corrosion et au feu. C'est pourquoi chaque élément doit subir un traitement spécifique contre ces deux facteurs.

Il existe divers types de protections, ces types sont différents selon l'usage et l'implantation de l'édifice en question.

VIII.2. La corrosion :

En présence d'eau et d'oxygène et plus particulièrement dans le milieu marin, l'acier a tendance à se dégrader et perdre ainsi de sa résistance et de ces caractéristiques mécaniques.

Les techniques de prévention contre la corrosion sont diverses. Il y a la protection par peinture ou un autre revêtement de surface, ou la protection cathodique.

Le choix de la technique adéquate dépend essentiellement de l'agressivité du milieu ambiant, la durée de protection envisagée et les possibilités de mise en œuvre et d'entretien.

VIII.2.1.Protection par peinture

Le système de protection anticorrosion le plus courant est la mise en peinture sur acier nu, elle est plus particulièrement utilisée en milieu marin. Ce système à l'avantage d'être mis en œuvre facilement, généralement il est réalisé en partie en atelier puis en partie sur chantier.

La durabilité de cette protection dépend du milieu ambiant, de la maintenance, mais aussi de la préparation des surfaces à peindre. Pour les ouvrages neufs, l'abrasif doit être projeté sur les surfaces par voie sèche.

VIII.2.2.Protection par zinc

Le principe repose sur la création d'une barrière formée par la couche de zinc. En surface, le zinc se recouvre de produits de corrosion, en général adhérents et stables, qui assurent une protection prolongée. La durée de vie du revêtement dépendra principalement des agents de corrosion et de la stabilité de ses produits.

VIII. 3. Le feu

Le principe de développement du feu suit un certain processus qui repose sur la présence de trois éléments :

- Le combustible.
- Le carburant.
- La source de chaleur.

L'acier est un matériau incombustible, mais reste un bon conducteur de chaleur.

Non protégées, les sections en acier s'échauffent alors rapidement au cours d'un incendie, causant ainsi leurs déformations et par suit la ruine de la structure. Donc une protection de ces éléments s'impose.

La durée de stabilité au feu d'un profile métallique sans traitement spécifique n'excède que rarement la demi-heure lorsqu'il est placé sous une charge courante. Pour augmenter le délai et ainsi satisfaire aux exigences, il est donc nécessaire de limiter l'échauffement des profilés en acier, pour cela divers techniques existent, on cite parmi elles :

- Protection par peinture intumescente.
- Protection par produit projeté :
 - Les produits de ciment ou de plâtre.
 - Les produits à base de fibre minérale.

VIII.3.1. Protection par peinture intumescente

La peinture intumescente permet d'atteindre la résistance au feu requise tout en conservant les qualités esthétiques de la structure. Sous l'action de la chaleur, cette peinture forme une mousse microporeuse isolante appelée "meringue", elle peut être appliquée par projection, à la brosse ou au rouleau.

Ce type de peinture peut faire l'objet de la protection de notre projet, parmi les peintures on peut choisir l'Aithon A90, qui résiste jusqu'à 120 min à une température allant de 270°C à 300°C.

VIII.3.2. Protection par produit projeté

Les différents systèmes de protection comprennent les produits à base de vermiculite et de ciment ou de plâtre dans lesquels des composants chimiques absorbent la chaleur.

- **Protection par plâtre**

Les ensembles en acier absorbent rapidement la chaleur. Lorsque leur masse est relativement faible, ils perdent rapidement leurs caractéristiques mécaniques. La limite élastique et le module d'élasticité chutent d'environ 40 % à la température de 470°C. On peut donc protéger la structure par ce type de plâtre appelée « Placoplatre ».

La mise en œuvre de protections en plaques standard ou spéciales retarde la montée en température de l'acier et assure la stabilité au feu des structures métalliques.

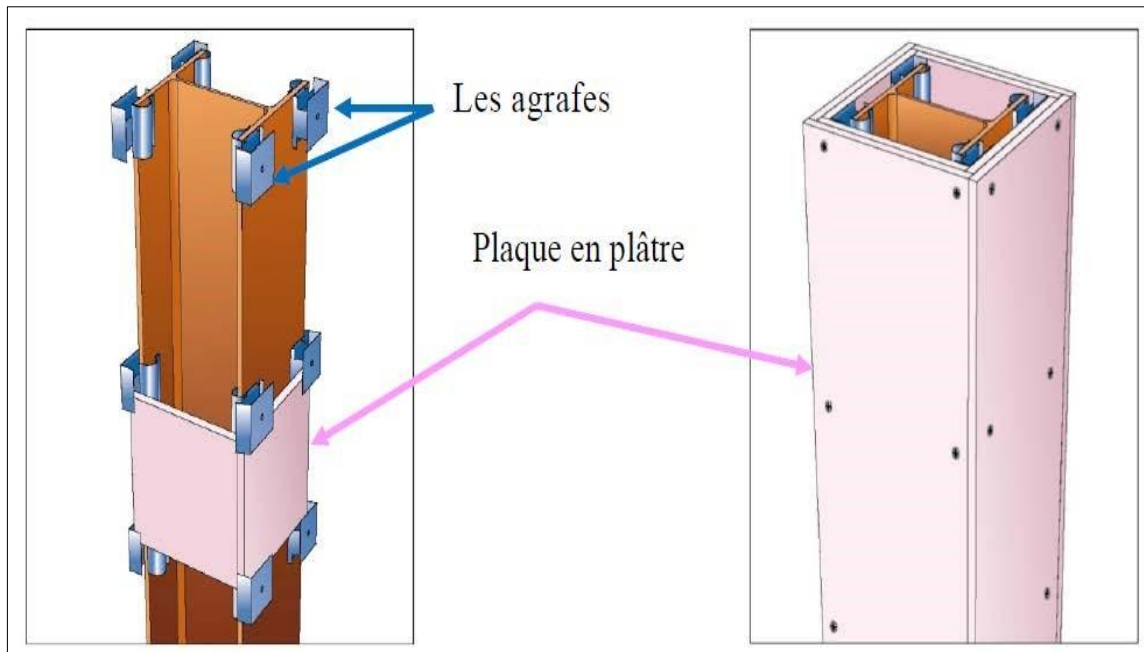


Figure III.1: Protection du profilé par plaque en plâtre.

- **Protection par plaques :**

Ces systèmes de protection (secs) incluent les systèmes à base de plaques composées de fibres minérales ou de vermiculite de fibre minérale. Ces plaques peuvent être collées sur le support ou bien vissées sur la structure ou sur d'autres plaques, sachant que ces produits sont fabriqués avec des épaisseurs fiables. Ils présentent une certaine souplesse d'installation, ils sont propres, causent peu de dommages aux constructions environnantes et offrent une bonne finition de surface. On peut donc choisir la protection par les plaques appelée « PROMATECT » pour cette structure.

- **Principe de montage :**

L'épaisseur des plaques est en fonction du :

- ❖ Degré de stabilité au feu.
- ❖ Type de profilé à protéger.
- ❖ L'exposition de profilé au feu.

Les plaques sont assemblées à joints décalés de 600 mm minimum entre deux faces perpendiculaires.

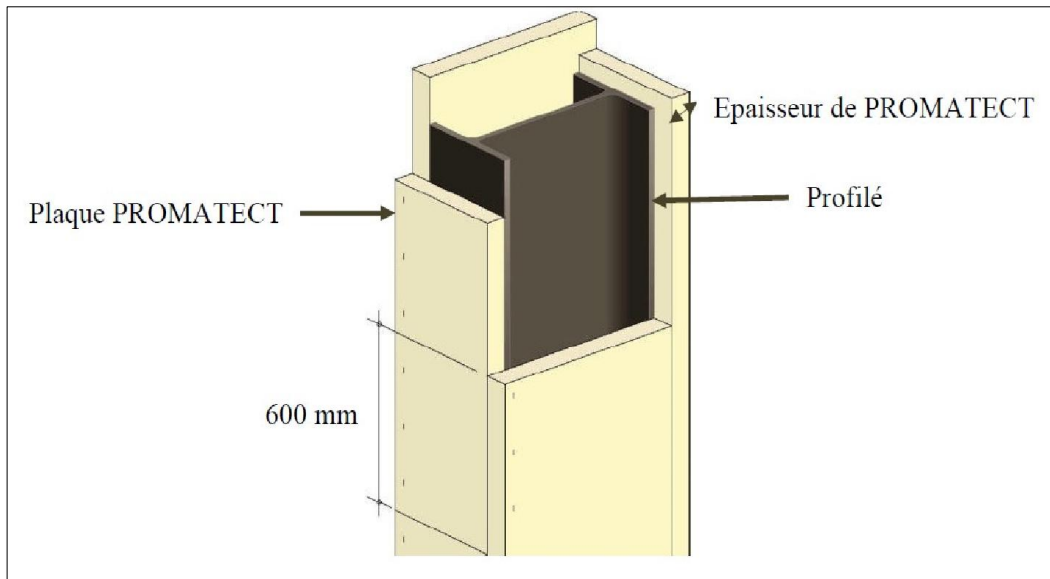


Figure III.2: Protection du profilé par plaque PROMATECT.

III.4.Conclusion:

Puisque la structure correspond à un hangar, les systèmes de protection les plus convenables contre la corrosion et contre le feu sont respectivement : la protection par peinture vue la fréquence et la facilité de son exécution, et par plaque PROMATECT pour une raison essentiellement esthétique.

A decorative border of small black asterisks surrounds the entire page. The border is composed of a top row, a bottom row, and vertical columns on the left and right sides.

CHAPITRE IX :
Note de calcul

IX.1 Lisse de bardage UPN 160

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 4 lisse de bardage

PIECE: 159

POINT: 4

COORDONNEE: $x = 0.50 L = 3.00 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $21 \text{ ELU}/16 = 1*1.35 + 2*1.05 + 4*1.50 \quad 1*1.35 + 2*1.05 + 4*1.50$

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: Lisse_UPN 160

$h = 16.0 \text{ cm}$	$gM0 = 1.00$	$gM1 = 1.00$	
$b = 6.5 \text{ cm}$	$A_y = 15.04 \text{ cm}^2$	$A_z = 12.13 \text{ cm}^2$	$A_x = 23.89 \text{ cm}^2$
$t_w = 0.8 \text{ cm}$	$I_y = 924.55 \text{ cm}^4$	$I_z = 85.08 \text{ cm}^4$	$I_x = 6.83 \text{ cm}^4$
$t_f = 1.1 \text{ cm}$	$W_{ely} = 115.57 \text{ cm}^3$	$W_{elz} = 18.26 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 21.79 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = -329.85 \text{ daN*m}$	$M_{z,Ed} = 258.24 \text{ daN*m}$
$N_{c,Rd} = 65708.50 \text{ daN}$	$M_{y,Ed,max} = -329.85 \text{ daN*m}$	$M_{z,Ed,max} = 258.24 \text{ daN*m}$
$N_{b,Rd} = 14972.14 \text{ daN}$	$M_{y,c,Rd} = 3178.13 \text{ daN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 502.11 \text{ daN*m}$

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$L_y = 6.00 \text{ m}$	$L_{am_y} = 1.11$	$L_z = 6.00 \text{ m}$	$L_{am_z} = 1.83$
$L_{cr,y} = 6.00 \text{ m}$	$X_y = 0.48$	$L_{cr,z} = 3.00 \text{ m}$	$X_z = 0.23$
$L_{amy} = 96.46$	$k_{yy} = 1.00$	$L_{amz} = 158.98$	$k_{yz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.62 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{b,y} = 96.46 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \lambda_{b,z} = 158.98 < \lambda_{b,max} = 210.00$

STABLE

$N_{,Ed}/(X_y * N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.62 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 353.74 \text{ daN}$ $My_{,Ed} = -227.84 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $Mz_{,Ed} = 41.43 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $N_{c,Rd} = 36328.05 \text{ daN}$ $My_{,Ed,max} = -227.84 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $Mz_{,Ed,max} = 41.43 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $N_{b,Rd} = 36328.05 \text{ daN}$ $My_{,c,Rd} = 1670.04 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $Mz_{,c,Rd} = 373.47 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $MN_{,y,Rd} = 1670.04 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $MN_{,z,Rd} = 373.47 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $Mb_{,Rd} = 781.56 \text{ daN}\cdot\text{m}$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$ $M_{cr} = 958.44 \text{ daN}\cdot\text{m}$ Courbe,LT - $XLT = 0.46$
 $L_{cr,low} = 3.00 \text{ m}$ $Lam_{LT} = 1.32$ $fi_{,LT} = 1.49$ $XLT_{,mod} = 0.47$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $My_{,Ed}/MN_{,y,Rd} = 0.14 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $Mz_{,Ed}/MN_{,z,Rd} = 0.11 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(My_{,Ed}/MN_{,y,Rd})^2 + (Mz_{,Ed}/MN_{,z,Rd})^1 = 0.13 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$My_{,Ed,max}/Mb_{,Rd} = 0.29 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{,Ed}/(Xy \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot My_{,Ed,max}/(XLT \cdot My_{,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot Mz_{,Ed,max}/(Mz_{,Rk}/gM1) = 0.41 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{,Ed}/(Xz \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot My_{,Ed,max}/(XLT \cdot My_{,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot Mz_{,Ed,max}/(Mz_{,Rk}/gM1) = 0.41 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$u_y = 2.3 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 66 ELS: CAR/19=1*1.00 + 3*1.00 (1+3)*1.00

$u_z = 1.1 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 63 ELS: CAR/16=1*1.00 + 2*0.70 + 3*1.00 (1+3)*1.00+2*0.70



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

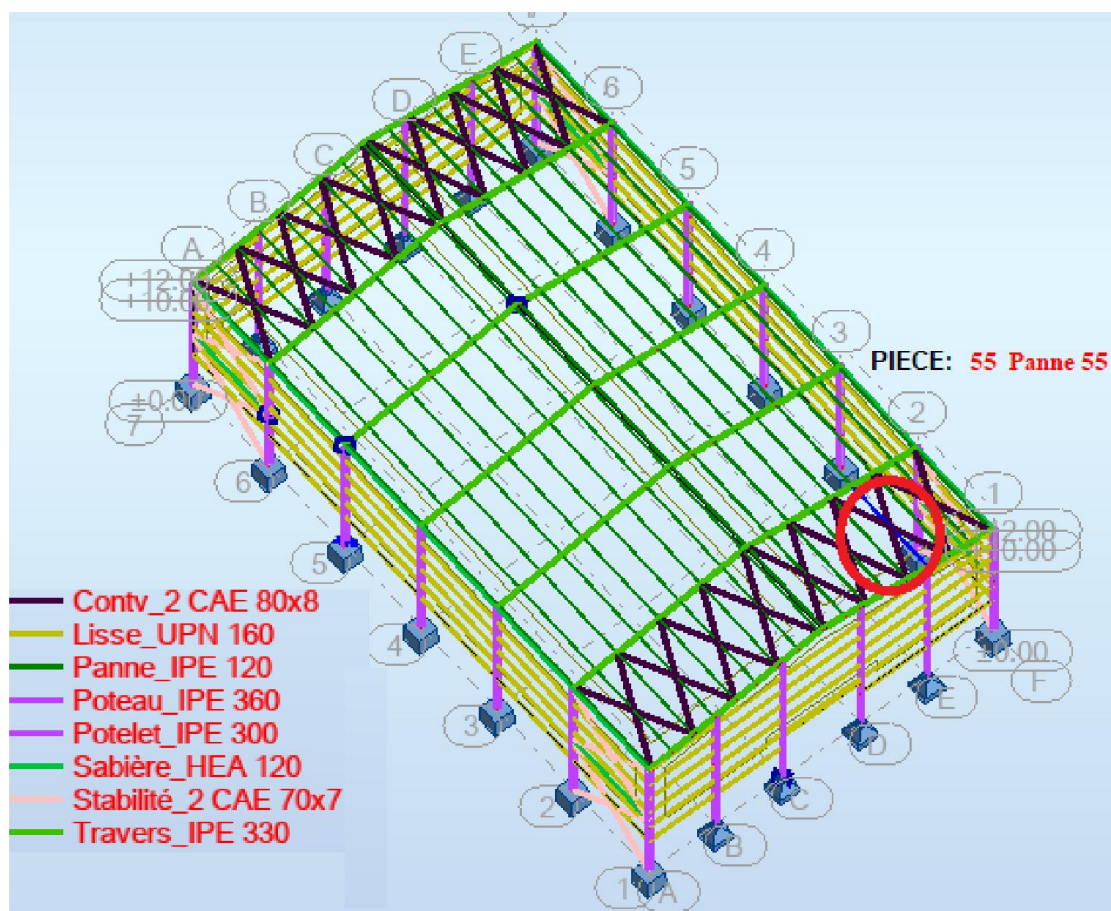


Figure IX.2 : La vue 3D de la disposition de la panne la plus sollicitée.

IX.3 Ferme (Travers) IPE 330

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 19 Ferme_19 POINT: 1 COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 36 ELU/31=1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.50 1*1.35+2*1.05+3*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 27500000.00 daN/m2



PARAMETRES DE LA SECTION: Travers_IPE 330

h=33.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.0 cm	Ay=42.28 cm ²	Az=30.81 cm ²	Ax=62.61 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=11766.90 cm ⁴	Iz=788.14 cm ⁴	Ix=25.70 cm ⁴

tf=1.1 cm Wply=804.40 cm³ Wplz=153.68 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 2542.16 daN My,Ed = -11182.85 daN*m Mz,Ed = 0.07 daN*m
 Vy,Ed = -280.51 daN
 Nc,Rd = 172167.05 daN My,Ed,max = -11182.85 daN*m Mz,Ed,max = -65.64 daN*m
 Vy,T,Rd = 67089.09 daN
 Nb,Rd = 172167.05 daN My,c,Rd = 22120.97 daN*m Mz,c,Rd = 4226.28 daN*m
 Vz,Ed = 3468.68 daN
 MN,y,Rd = 22120.97 daN*m MN,z,Rd = 4226.28 daN*m
 Vz,T,Rd = 48895.74 daN
 Mb,Rd = 11723.12 daN*m Tt,Ed = -0.55 daN*m
 Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00 Mcr = 13751.86 daN*m Courbe,LT -
 Lcr,low=11.18 m Lam_LT = 1.27 fi,LT = 1.43 XLT,mod = 0.53

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

kyy = 1.00



en z:

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))
 My,Ed/MN,y,Rd = 0.51 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
 Mz,Ed/MN,z,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
 (My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.26 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
 Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
 Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.6-7)
 Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
 Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.95 < 1.00 (6.3.2.1.(1))
 N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kyz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.98 < 1.00 (6.3.3.(4))
 N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) + kzz*Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.98 < 1.00 (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 5.6 cm Vérifié
Cas de charge décisif: 63 ELS:CAR/16=1*1.00 + 2*0.70 + 3*1.00 (1+3)*1.00+2*0.70
 uz = 1.1 cm < uz max = L/200.00 = 5.6 cm Vérifié
Cas de charge décisif: 66 ELS:CAR/19=1*1.00 + 3*1.00 (1+3)*1.00

$u_{inst,y} = 0.0 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/200.00 = 5.6 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: $0.7*2 + 1*3$

$u_{inst,z} = 0.3 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/200.00 = 5.6 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: $1*3$



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

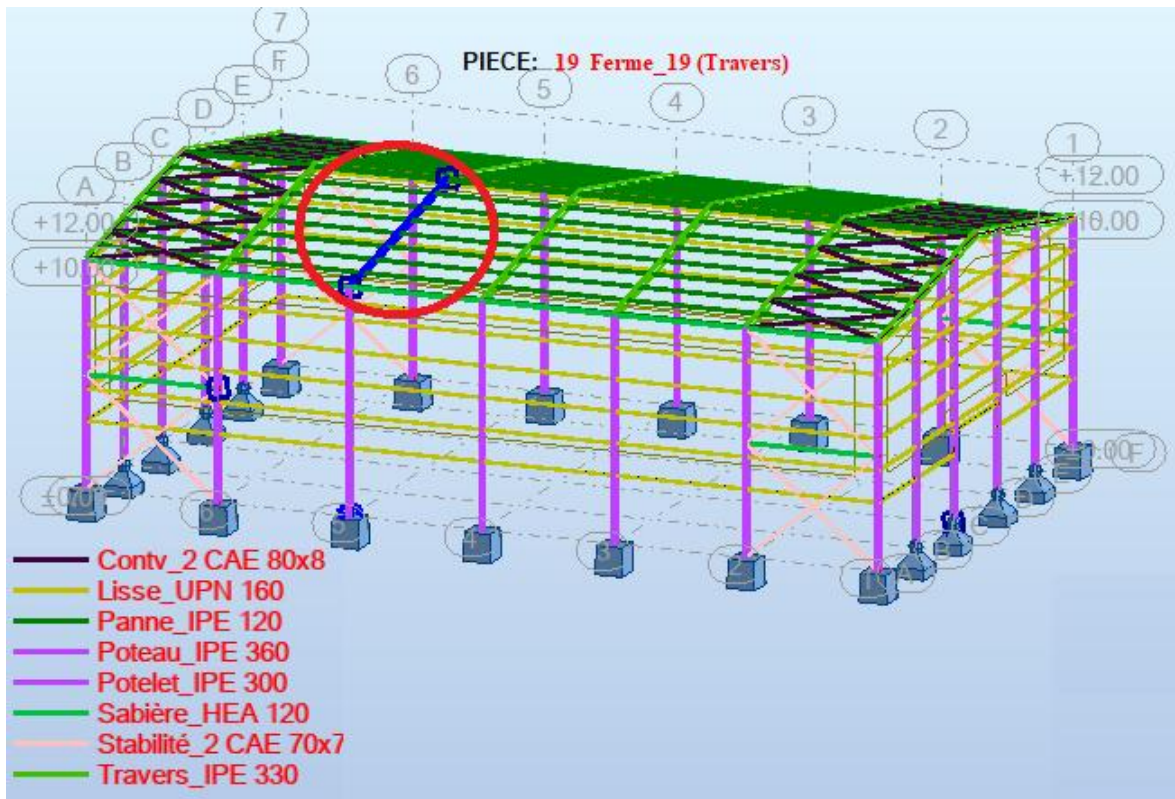


Figure IX.3 : La vue 3D de la disposition du ferme plus sollicitée.

IX.4 Poteau IPE 360

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 18 Pot_18

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00 \text{ L} = 10.00 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $36 \text{ ELU}/31 = 1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.50$ $1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.50$

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: Poteau_IPE_360

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.0 cm	Ay=48.84 cm ²	Az=35.14 cm ²	Ax=72.73 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=16265.60 cm ⁴	Iz=1043.45 cm ⁴	Ix=36.20 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wply=1019.22 cm ³	Wplz=191.10 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{,Ed} = 4025.52 daN	My _{,Ed} = -11061.99 daN*m	Mz _{,Ed} = 0.58 daN*m
	Vy _{,Ed} = -24.99 daN	
N _{c,Rd} = 200005.30 daN	My _{,Ed,max} = -11061.99 daN*m	Mz _{,Ed,max} = -29.96 daN*m
	Vy _{,T,Rd} = 77545.75 daN	
Nb _{,Rd} = 39405.95 daN	My _{,c,Rd} = 28028.55 daN*m	Mz _{,c,Rd} = 5255.36 daN*m
	Vz _{,Ed} = -1847.95 daN	
	MN _{,y,Rd} = 28028.55 daN*m	MN _{,z,Rd} = 5255.36 daN*m
	Vz _{,T,Rd} = 55787.77 daN	
		Tt _{,Ed} = 0.00 daN*m
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 10.00 m	Lam _y = 1.01
Lcr,y = 13.07 m	Xy = 0.66
Lamy = 87.40	ky _y = 0.65



en z:

Lz = 10.00 m	Lam _z = 2.07
Lcr,z = 6.81 m	Xz = 0.20
Lamz = 179.68	kyz = 0.63

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N _{,Ed} /N _{c,Rd} = 0.02 < 1.00 (6.2.4.(1))
My _{,Ed} /MN _{,y,Rd} = 0.39 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
Mz _{,Ed} /MN _{,z,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.9.1.(2))
(My _{,Ed} /MN _{,y,Rd}) ^{2.00} + (Mz _{,Ed} /MN _{,z,Rd}) ^{1.00} = 0.16 < 1.00 (6.2.9.1.(6))
Vy _{,Ed} /Vy _{,T,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)
Vz _{,Ed} /Vz _{,T,Rd} = 0.03 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau _{,ty,Ed} /(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau _{,tz,Ed} /(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda _y = 87.40 < Lambda _{,max} = 210.00	Lambda _z = 179.68 < Lambda _{,max} = 210.00
---	--

STABLE

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot My_{,Ed,max}/(XLT \cdot My_{,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot Mz_{,Ed,max}/(Mz_{,Rk}/gM1) = 0.29 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot My_{,Ed,max}/(XLT \cdot My_{,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot Mz_{,Ed,max}/(Mz_{,Rk}/gM1) = 0.24 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

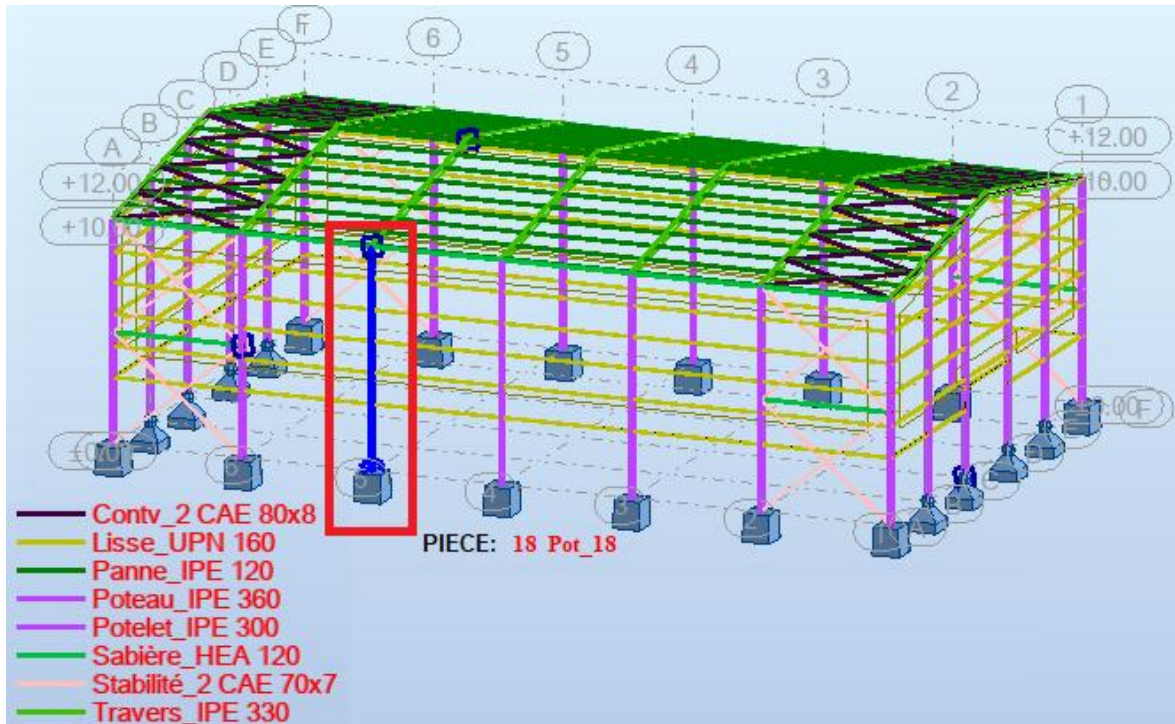


Figure IX.4 : La vue 3D de la disposition du poteau plus sollicitée.

IX.5 Sablière HEA 120

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 130 Sablière_130 POINT: 4

COORDONNEE: $x = 0.50 L = 3.00 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisiif: $36 \text{ ELU}/31 = 1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.50 \quad 1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.50$

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: Sablière_HEA 120

$h=11.4 \text{ cm}$	$g_{M0}=1.00$	$g_{M1}=1.00$	
$b=12.0 \text{ cm}$	$A_y=21.64 \text{ cm}^2$	$A_z=8.46 \text{ cm}^2$	$A_x=25.34 \text{ cm}^2$
$tw=0.5 \text{ cm}$	$I_y=606.15 \text{ cm}^4$	$I_z=230.90 \text{ cm}^4$	$I_x=5.63 \text{ cm}^4$
$t_f=0.8 \text{ cm}$	$W_{ply}=119.50 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=58.85 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N,Ed = -2314.44 \text{ daN}$
 $Mz,Ed = 118.53 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $Nt,Rd = 69674.27 \text{ daN}$
 $Mz,pl,Rd = 1618.49 \text{ daN}\cdot\text{m}$

$Mz,c,Rd = 1618.49 \text{ daN}\cdot\text{m}$

$MN,z,Rd = 1618.49 \text{ daN}\cdot\text{m}$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N,Ed/Nt,Rd = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$

$Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$u_y = 0.7 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$

Cas de charge décisif: 55 ELS:CAR/8=1*1.00 + 2*0.70 + 4*1.00 + 3*0.50
(1+4)*1.00+2*0.70+3*0.50

$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$

Cas de charge décisif: 54 ELS:CAR/7=1*1.00 1*1.00

$u_{\text{inst},y} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},y} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$

Cas de charge décisif: 1*4

$u_{\text{inst},z} = 0.0 \text{ cm} < u_{\text{inst,max},z} = L/200.00 = 3.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$

Cas de charge décisif: 0.7*2 + 0.5*3 + 1*5



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

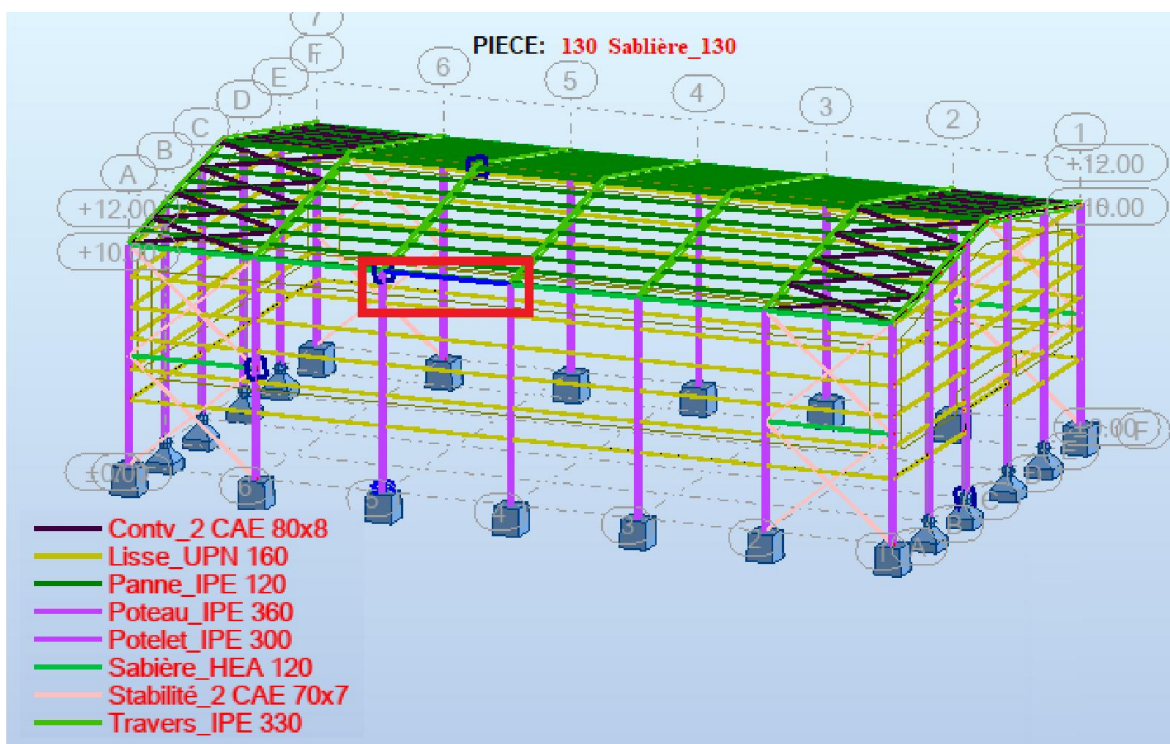


Figure IX.5 : La vue 3D de la disposition du sablière plus sollicitée.

IX.6 Potelet IPE 300

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 214 Potelet_214 POINT: 2 COORDONNEE: $x = 0.04 L = 0.50 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $26 \text{ ELU}/21 = 1 \cdot 1.35 + 5 \cdot 1.50 + 3 \cdot 0.75$ $1 \cdot 1.35 + 5 \cdot 1.50 + 3 \cdot 0.75$

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00 \text{ daN/m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: Potelet_IPE 300

$h=30.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=15.0 \text{ cm}$	$A_y=36.16 \text{ cm}^2$	$A_z=25.68 \text{ cm}^2$	$A_x=53.81 \text{ cm}^2$
$tw=0.7 \text{ cm}$	$I_y=8356.11 \text{ cm}^4$	$I_z=603.78 \text{ cm}^4$	$I_x=19.47 \text{ cm}^4$
$tf=1.1 \text{ cm}$	$W_{ply}=628.40 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=125.22 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 2662.66 \text{ daN}$ $M_{y,Ed} = 184.67 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $M_{z,Ed} = 0.75 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $V_{y,Ed} = -1.50 \text{ daN}$
 $N_{c,Rd} = 147983.00 \text{ daN}$ $M_{y,Ed,max} = 1780.78 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $M_{z,Ed,max} = 4.49 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $V_{y,c,Rd} = 57413.93 \text{ daN}$
 $N_{b,Rd} = 85397.82 \text{ daN}$ $M_{y,c,Rd} = 17280.97 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $M_{z,c,Rd} = 3443.61 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $V_{z,Ed} = 369.35 \text{ daN}$
 $M_{N,y,Rd} = 17280.97 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $M_{N,z,Rd} = 3443.61 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $V_{z,c,Rd} = 40775.18 \text{ daN}$
 Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 11.55 \text{ m}$ $L_{am_y} = 1.07$
 $L_{cr,y} = 11.55 \text{ m}$ $X_y = 0.62$
 $L_{am_y} = 92.65$ $k_{yy} = 1.02$



en z:

$L_z = 11.55 \text{ m}$ $L_{am_z} = 1.03$
 $L_{cr,z} = 3.00 \text{ m}$ $X_z = 0.58$
 $L_{amz} = 89.56$ $k_{yz} = 0.55$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(2))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))
 $V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\Lambda_{y} = 92.65 < \Lambda_{max} = 210.00$ $\Lambda_{z} = 89.56 < \Lambda_{max} = 210.00$

STABLE

$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.13 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.09 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 7.7 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 48 ELS: CAR/1=1*1.00 + 2*1.00 + 3*0.50 (1+2)*1.00+3*0.50

$v_y = 0.2 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 7.7 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 57 ELS: CAR/10=1*1.00 + 2*0.70 + 5*1.00 + 3*0.50
 (1+5)*1.00+2*0.70+3*0.50

Profil correct !!!

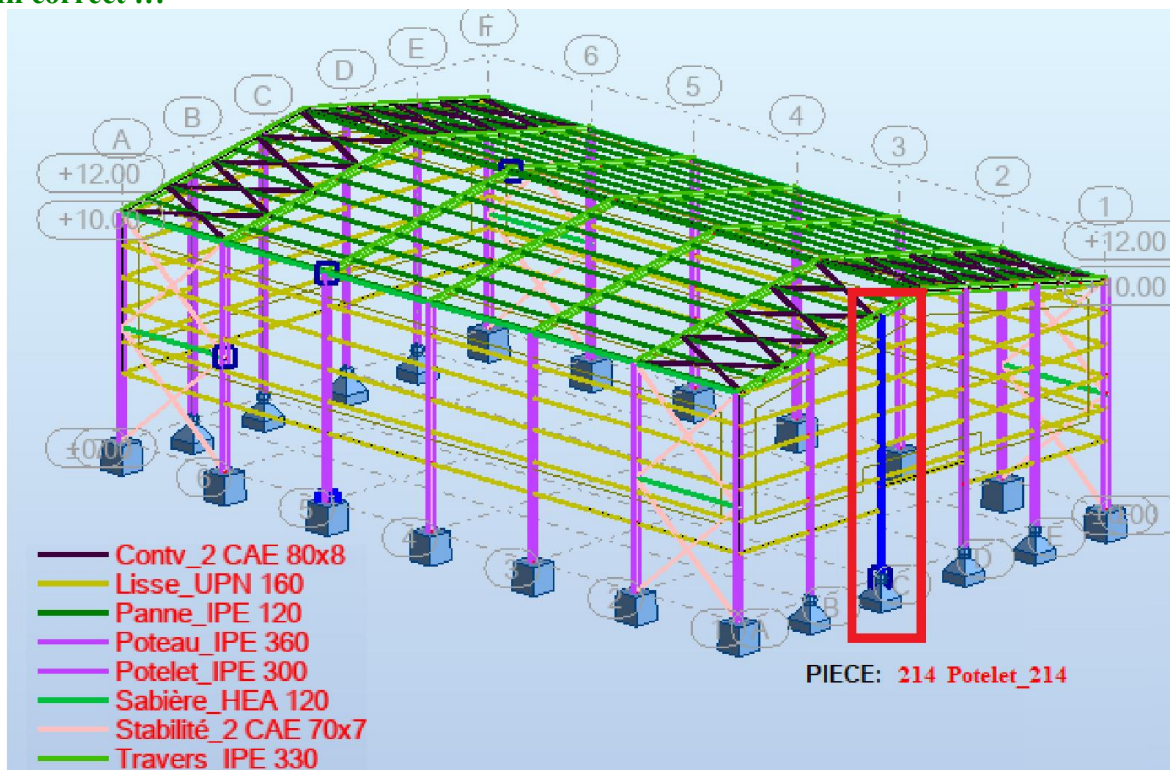


Figure IX.6 : La vue 3D de la disposition du potelet plus sollicitée.

IX.7 Contreventement 2 CAE 80×8

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.
 TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 323 CNT_323 POINT: 7 COORDONNEE: x = 1.00 L = 6.59 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 36 ELU/31=1*1.35 + 2*1.05 + 3*1.50 1*1.35+2*1.05+3*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 27500000.00 daN/m2



PARAMETRES DE LA SECTION: Contv_2 CAE 80x8

h=8.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=26.0 cm	Ay=12.80 cm2	Az=11.52 cm2	Ax=24.54 cm2
tw=0.8 cm	Iy=144.50 cm4	Iz=1437.94 cm4	Ix=5.19 cm4
tf=0.8 cm	Wely=25.17 cm3	Welz=110.61 cm3	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 4270.90 \text{ daN}$
 $N_{c,Rd} = 67485.00 \text{ daN}$
 $N_{b,Rd} = 6205.52 \text{ daN}$

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 6.59 \text{ m}$ $L_{am_y} = 3.13$
 $L_{cr,y} = 6.59 \text{ m}$ $X_y = 0.09$
 $L_{amy} = 271.48$



en z:

$L_z = 6.59 \text{ m}$ $L_{am_z} = 0.99$
 $L_{cr,z} = 6.59 \text{ m}$ $X_z = 0.60$
 $L_{amz} = 86.06$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.06 < 1.00 \text{ (6.2.4.(1))}$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$Lambda_{,y} = 271.48 > Lambda_{,max} = 210.00$

$Lambda_{,z} = 86.06 < Lambda_{,max} = 210.00$

INSTABLE

$N_{,Ed}/N_{b,Rd} = 0.69 < 1.00 \text{ (6.3.1.1.(1))}$

Profil correct !!!

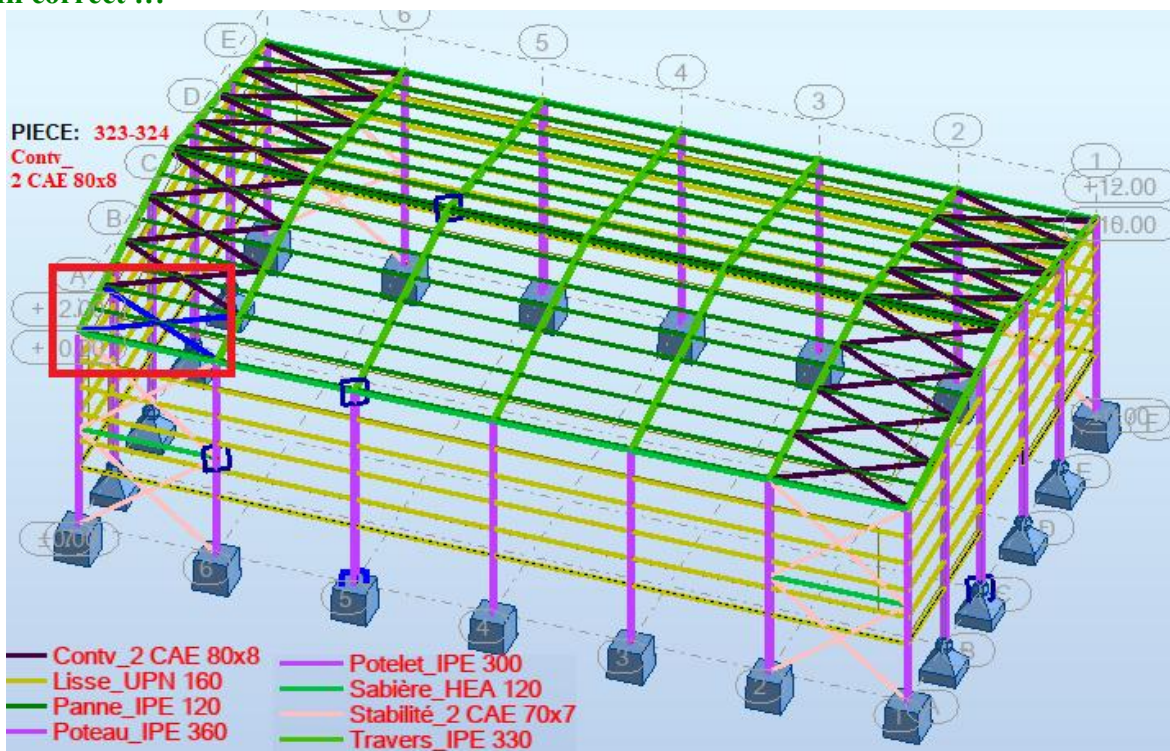


Figure IX.7 : La vue 3D de la disposition du contreventement plus sollicitée.

IX.8 Stabilité 2 CAE 70x7

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 281 Barre_281

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00$ $L = 7.81$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $36 \text{ ELU}/31 = 1 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.05 + 3 \cdot 1.50$ $1 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.05 + 3 \cdot 1.50$

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27500000.00$ daN/m²



PARAMETRES DE LA SECTION: Stabilité_2 CAE 70x7

$h = 7.0$ cm	$gM_0 = 1.00$	$gM_1 = 1.00$	
$b = 24.0$ cm	$A_y = 9.80$ cm ²	$A_z = 8.82$ cm ²	$A_x = 18.80$ cm ²
$t_w = 0.7$ cm	$I_y = 84.60$ cm ⁴	$I_z = 997.92$ cm ⁴	$I_x = 3.04$ cm ⁴
$t_f = 0.7$ cm	$W_{ely} = 16.82$ cm ³	$W_{elz} = 83.16$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 1337.95$ daN

$N_{c,Rd} = 51700.00$ daN

$N_{b,Rd} = 2660.24$ daN

Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 7.81$ m	$Lam_y = 4.24$
$L_{cr,y} = 7.81$ m	$X_y = 0.05$
$L_{amy} = 368.18$	



en z:

$L_z = 7.81$ m	$Lam_z = 1.23$
$L_{cr,z} = 7.81$ m	$X_z = 0.46$
$L_{amz} = 107.20$	

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.4.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$Lambda_y = 368.18 > Lambda_{max} = 210.00$

$Lambda_z = 107.20 < Lambda_{max} = 210.00$

INSTABLE

$N_{,Ed}/N_{b,Rd} = 0.50 < 1.00$ (6.3.1.1.(1))

Profil correct !!!

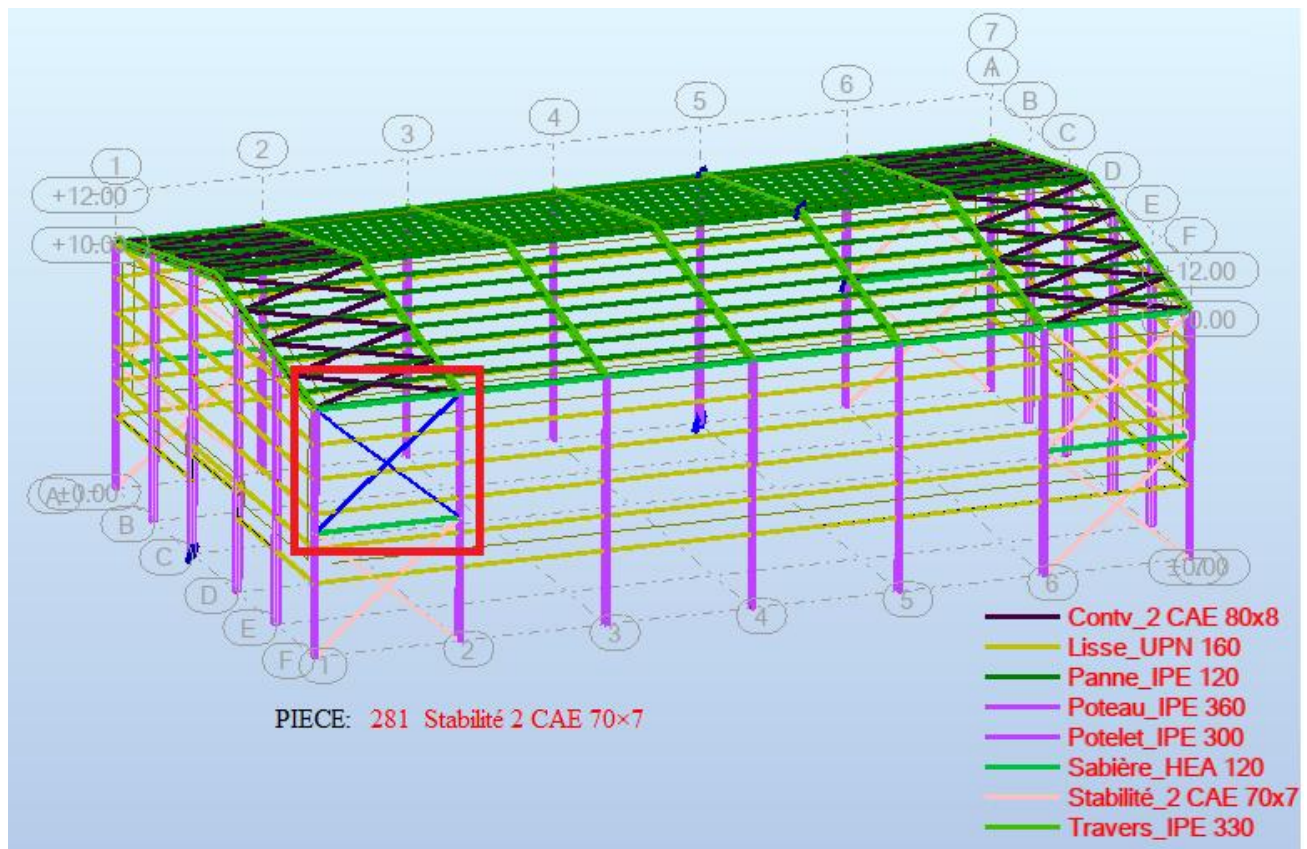


Figure IX.8 : La vue 3D de la disposition du stabilité plus sollicitée.

A decorative border of small black asterisks surrounds the entire page. In the center, there is a light yellow rounded rectangle with a thin grey border. Inside this rectangle, the text "Conclusion générale" is written in a black serif font.

Conclusion générale

L'ingénieure en Génie Civil est censée concevoir des édifices et garantir leur bon fonctionnement, tout en respectant les règles parasismiques en vigueur, il doit tenir en compte de plusieurs critères dont la sécurité, l'économie et l'aspect architectural.

Dans ce contexte, notre projet de fin d'étude nous a permis d'avoir un aperçu sur la construction métallique et surtout d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel :

- Les actions du vent sont les plus défavorables dans les structures métalliques
- L'agression sismique constitue un vrai test qui met le bâtiment à l'épreuve, pour ce la tout ouvrage doit être réalisé conformément aux normes et règle parasismiques.
- L'utilisation du Logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSES dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité.
- La disposition de contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.

La conception d'une structure métallique repose le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, la neige, le vent et le séisme.

Cette expérience nous a permis aussi de faire mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique qui nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant, les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, et développée les idées grâce à la lecture des différentes références bibliographiques et surtout à l'aide de l'équipe des professeurs de département de technologie (ENSET-SKIKDA).

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous acquit des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans ma future vie professionnelle.

Références bibliographiques

- [1] **Lahlou Dehmani**, « Calcul des structures métalliques selon l'EC3 », Edition Eyrolles Paris 2005.
- [2] **Mme/K. Drouna**, Cours de 1^{er} année master /3^{ème} année charpente métallique.
- [3] **Aggab Imen** et **Hamizi Amina**, « ÉTUDE D'UNE USINE EN CHARPENTE METALLIQUE », Université de ANNABA 2019.
- [4] **Yahia Sabrina** et **Karar Nesrine**, « ETUDE D'UN HANGAR AVEC DEUX PONT ROULANT ET UN BLOC ADMINISTRATIF (R+1) EN CHARPENTE METALLIQUE », Université de BLIDA 2021.
- [5] **Belaïouar Madiha** et **Boulghalaghe Amira**, « Etude d'un hangar en charpente métallique à l'usage de stockage », Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf – Mila 2020.
- [6] **Tayebi Antar** et **Sehila Abdelhak**, « ETUDE D'UN HANGAR EN CHARPENTE METALLIQUE », Université BORDJ BOU-ARRERIDJ 2020.
- [7] **OUALI Mohand Tayeb** et **HAMMOUDI Abdelkader**, « Étude D'un Hangar Industriel Avec Un Pont Roulant En Construction Métallique », Université Abderrahmane Mira – Bejaia 2014.
- [8] **BEKKOUR Walid** et **KERKOUR Samir**, « Etude d'une salle de sport en charpente métallique », Université Abderrahmane MIRA – Bejaia 2016.
- [9] **François Bellion**, « Belmet catalogue produits siderurgiques », 2020.
- [10] **L.H. Martin Bsc, PhD, CEng FICE** et **J.A. Purkiss Bsc (Eng), PhD**, « Structural design of steelworkers », 2010.
- [11] **Jean Morel**, « Calcul Des Structures Métalliques Selon l'Eurocode 3 », édition eyrolles, paris, sixième tirage 2005.
- [12] **Dr G. MIROUZI**, « Cours de 4^{ème} année PEST, Charpente métallique », ENSET-SKIKDA 2023.

Règlements

- Règles de conception et de calcul des structures en acier (CCM97), document technique réglementaire D.T.R-B.C-2.44.
- Règles parasismique algériennes (RPA99 version 2003) D.T.R-B.C-2.48.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation D.T.R-B.C-22.
- Règles neige et vent (RNVA2013) D.T.R-C2.47.
- Eurocode 1 et Eurocode 3 ; partie 5 action induite par les ponts roulants et partie 6 chemins de roulements.
- Eurocode 2
- Règles de calcul des fondations superficielles D.T.R-B.C-2.33.
- Règle de L'étude de l'infrastructure selon le « BAEL91 ».

Logiciels

- Robot Structural Analysis Professional 2023.
- Auto CAD 2017.
- Microsoft Word 2019.
- Microsoft Excel 2019.