

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOHAMED EL-BACHIR EL-IBRAHIMI

BORDJ BOU-ARRERIDJ

FACULTE DES SCIENCES ET DE TECHNOLOGIE



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Réalisé en vue de l'obtention du diplôme de MASTER

DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIE

FILIERE : GENIE CIVIL

SPECIALITE : STRUCTURES

Thème

**ETUDE D'UN HANGAR EN CHARPENTE METALLIQUE
A USAGE DE STOCKAGE**

Présenté par :

- Tayebi Antar
- Sehila Abdelhak

Encadré par :

- M.r Djoudi Larbi
- M.r Mazouz Badis

Soutenu publiquement devant le jury composé de :

- | | |
|-----------------------|-----------|
| M.r Naoui Amar | Président |
| M.r Abdemezaine Nabil | Examineur |
| M.r Logzit Nacer | Examineur |

Année universitaire : 2019-2020

Remerciements

*Avant tout nous remercions Dieu pour nous
avoir donner la force et la patience pour mener ce
travail*

*Nous tenons à présenter nos vifs remerciements à
nos promoteur Mr.Djoudi Et Mr.Mazouz pour leurs suivi
et leur orientations tout au long de l'élaboration de
ce travail, en leurs exprimons notre profonde
gratitude.*

*Nos remerciements à l'ensemble des enseignants de
l'université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi, plus
particulièrement aux
enseignants de la Faculté des Sciences et de technologie*

Dédicace

Je dédie ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chères, je cite:

- *Mes chers parents, symboles de courage et de Volonté, qui ont consacré et sacrifié leurs vies pour nos bien être. que dieu les protègent.*
- *Mes chères frères*
- *Toutes mes familles grandes et petites.*
- *Tous mes amis(e)*
- *Tous les ingénieurs de l'entreprise BORDJ STEEL*

Comme je dédie également au terme de reconnaissance mes Camarade de Spécialité génie civile option structure (2020)

Résumé

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre formation, il nous a permis d'une part de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre cursus et de les approfondir, et d'autre part de nous familiariser avec les règlements en vigueur à savoir les D.T.R , RPA 99 version 2003, RNVA2013 et les différents Eurocodes. La complexité des calculs en génie civil fait inévitablement appel aux services d'outils numériques tels que ROBOT, à qui on doit un gain en temps, en précision et en fiabilité. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats. Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables néanmoins, l'études sismique est négligeable. La vérification des ossature vis-à-vis des instabilités est une étape primordial et nécessaire pour un dimensionnement adéquat. La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques. . Le rôle très important que jouent les dispositions des contreventement dans le comportement global de la structure.

Abstract

The end of studies project represents the last phase of our training, it allowed us on the one hand to put into practice the knowledge acquired during our course and to deepen it, and on the other hand to familiarize ourselves with the regulations in in force, namely the DTR, RPA 99 version 2003, RNVA2013 and the various Eurocodes. . The complexity of calculations in civil engineering inevitably calls on the services of digital tools such as AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, to which we owe a gain in time, precision and reliability. In addition, this study allowed us to reach certain conclusions:. The modeling must be as close as possible to reality, in order to approach the real behavior of the structure and obtain better results. In metallic structures, the actions of the wind are often the most unfavorable, however, the seismic study is not negligible. . The verification of the framework against instabilities is an essential and necessary step for adequate sizing. Good assembly design is essential for the stability of metal structures. . The very important role played by the bracing arrangements in the overall behavior of the structure.

ملخص

يمثل مشروع نهاية الدراسة المرحلة الأخيرة من تدريبنا، فقد سمح لنا من ناحية بوضع المعرفة المكتسبة خلال دورتنا وتعميقها، من ناحية، ومن ناحية أخرى، لتعريف أنفسنا مع اللوائح القائمة، وهي D.T.R, RPA 99 الإصدار 2003 وRNVA2013 ومختلف Eurocode. الحسابات المعقدة في الهندسة المدنية تنطوي حتماً على خدمات البرامج الرقمية مثل ROBOT، التي تقوم بتوفير الوقت والدقة والموثوقية. وبالإضافة إلى ذلك سمحت لنا هذه الدراسة بالتوصل إلى بعض الاستنتاجات. يكون التصميم أقرب إلى الواقع من أجل الوصول إلى أفضل النتائج. في الهياكل المعدنية حوادث الرياح تكون أخطر مقارنة بالزلازل. التحقق من الهيكل ضد عدم الاستقرار هو خطوة أساسية وضرورية من أجل تصميم سليم. التصميم الصحيح لتجميع الهياكل أمر ضروري لاستقرار الهياكل المعدنية. الدور الهام جداً الذي تؤديه الدعائم الهيكلية من أجل ضمان الاستقرار.

Sommaire

CHAPITRE I : Présentation du projet

Introduction Générale.....	2
I.1 Introduction.....	4
I.2 Présentation et Implantation de l'ouvrage.....	4
I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	5
I.4 Eléments de l'ouvrage.....	5
I.5 Etude du Sol.....	7
I.6 Matériaux utilisés.....	7
I.7 Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limites.....	9
I.8 Les Actions prises en compte.....	10
I.9 Les règlements utilisés.....	11

CHAPITRE II : Evaluation des charges

II.1 Introduction.....	13
II.2 Charges Permanentes.....	13
II.3 Surcharges d'exploitation.....	13
II.4 Charges climatiques.....	14
II.4.1 L'effet du vent.....	14
a .Action du vent.....	14
b .Coefficients de calcul.....	15
b.1 Effet de la région	15
b.2. Effet de site.....	15

b.3. Coefficient de topographie.....	15
b.4. Calcule de coefficient dynamique Cd.....	15
c . Calcule de la pression.....	15
c.1. Détermination de la pression dynamique pointe $q_p(z_e)$	15
c.2. Détermination du coefficient de la rugosité C_r	16
c.3. Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_e)$	16
c.4. Intensité de turbulence.....	17
c.5. Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe}	18
C.6. Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi}	24
C.7. Pression aérodynamiques sur les parois.....	26
II.4.2. Action neige.....	28
II.4.3 Force de frottement.....	29

CHAPITRE III : Dimensionnement des éléments secondaires

III. Introduction.....	33
III .1 Dimensionnement des panneaux de couverture.....	33
III .1.1 Principe de choix d'un panneau sandwich	33
III .1.2. Panneaux couverture.....	33
III .1.2.1 Détermination de poids propre de la couverture	34
III .1.2.2. Détermination de la portée maximale.....	34
III.2. Calcul des pannes de couverture.....	35
III.2.2. Détermination des sollicitations.....	36
III.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges.....	36

III .2.2.2 Les charges et surcharges appliquées.....	38
III .2.2.3 Les combinaisons d'actions.....	38
III.2.3 Principe de pré dimensionnement.....	39
III .2.3.1 Vérification à l'ELS (flèche).....	40
III.2.4 Dimensionnement des pannes.....	41
III.2.4.1 Condition de la flèche	41
III.2.4.2 Condition de la résistance (ELU).....	41
a) Vérification à la flexion déviée.....	41
b) Vérification au cisaillement.....	42
c) Vérification au déversement.....	43
III .3 Les liernes.....	47
III.3.1 Calcul de l'effort de traction dans la lierne la plus sollicitée.....	47
III.3.2 Dimensionnement des liernes.....	48
III.4. Calcul de l'échantignole.....	48
III.5 Calcul des lisses de bardage.....	51
III .5.1 Panneaux bardage.....	51
III.5. 4 Détermination des charges et surcharges.....	53
III.5.5 Pré dimensionnement.....	54
III.5.6 Condition de la résistance (ELU).....	55
a) Vérification à la flexion bi-axiale.....	55
b) Vérification au cisaillement	56
c) Vérification au déversement.....	57
III.6 Calcul des suspentes.....	58
III.7. Calcul des potelets.....	60

III.7.1	Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé.....	61
III.7.2	Le pré dimensionnement du potelet.....	62
III.7.3	Vérification de la section à la résistance.....	62
III.7.4	Vérification de l'élément aux instabilités.....	64
III.8	Etude et dimensionnement de système de contreventement.....	67
III.8.2	Etude de contreventement horizontal.....	67
III.8.3	Calcul de la palée de stabilité en long pan	76

CHAPITRE IV : Etude sismique et analyse dynamique

IV.1	Introduction.....	82
IV.2	Méthode statique équivalente.....	82
IV.2.1	Principe de la méthode.....	82
IV.2.2	Calcul de la force sismique totale.....	82
IV.2.3	Estimation de la période fondamentale.....	83
IV.2.4	Force sismique totale.....	86
IV.3	Méthode dynamique modale spectrale.....	86
IV.3.1	Principe de la méthode spectrale.....	86
IV.3.2	Nombre de modes de vibrations à considérer.....	86
IV.4	Vérification de la résultante des forces sismiques.....	88
IV.5.1	Vérification des déplacements.....	88
IV.5.2	Effet de deuxième ordre.....	89

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

V.1	Calcul de portique.....	92
V.1.1	Caractéristiques des barres.....	92

V.1.2 Données des Nœuds.....	93
V.1.3 Données des barres	93
V.1.4 Charges sur le portique	94
VI.1.7 Note de calcul	98

CHAPITRE VI : Etude d'assemblage

VI Introduction.....	106
VI.1 Fonctionnement des assemblages.....	106
a) Le boulonnage.....	106
b) Le soudage.....	106
c) Fonctionnement par adhérence.....	106
VI.2 Assemblage poteau – traverse.....	107
VI.3 Assemblage traverse – traverse.....	124
VI.1.3 Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux.....	139

CHAPITRE VII : Calcul des fondations

VII.1 Calcul des fondations.....	154
VII.1.1 Choix du type de fondations.....	154
VII.1.2 Vérification de la stabilité au renversement.....	155
VII.1.3 Calcul de ferrailage.....	156
VII.1.4 Vérification de ferrailage.....	156
VII.2 Calcul des longrines.....	157
VII.2.1 Dimensionnement des longrines.....	157
VII.2.2 Ferrailages des longrines.....	158

Liste des tableaux

Tableau II.1 Les pressions dynamiques pointes.....	17
Tableau II.2 Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V2.....	19
Tableau II.3 Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticale.....	19
Tableau II. 4 Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture (V2).....	20
Tableau II.5 Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens V2.....	21
Tableau II.6 Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V1.....	22
Tableau II.7 C_{pe} pour les parois verticales (V1).....	22
Tableau II.8 Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture (V1).....	23
Tableau II.9 Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens V1.....	24
Tableau II.10 Les valeurs de c_{pi} en fonction de h/d	25
Tableau II.11 Les pressions $W(Z_j)$ dans la paroi vertical.....	26
Tableau II.12 Les pressions $W(Z_j)$ dans la toiture.....	27
Tableau II.13 Les pressions $W(Z_j)$ dans la paroi vertical.....	27
Tableau II.14 Les pressions $W(Z_j)$ dans la toiture.....	28

CHAPITRE III

Tableau III.1 Le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.....	34
Tableau III.2: Fiche technique des panneaux sandwiches de couvertures.....	34
Tableau III.3 Caractéristiques de l'IPE 120.....	40
Tableau III.4 Caractéristiques de l'IPE 140.....	46
Tableau III.5 Le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.....	51
Tableau III.6 Le poids propre panneau correspondante à chaque épaisseur.....	52
Tableau III.7 Caractéristiques de l'UPN120.....	54
Tableau III.8 Caractéristiques du profilé IPE 270.....	62
Tableau III.9 Les résultats de F_i	68
Tableau III10 Coefficient minorateur β_2 et β_3	70

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités P_q	84
Tableau IV.2 Tableau massique de chaque élément de la structure.....	85
Tableau IV.3 Pourcentage de participation de masse.....	88
Tableau IV.4 Vérification de l'effort tranchant à la base.....	88
Tableau IV.5 Déplacement relatif des niveaux.....	89
Tableau IV.6 Effet P- Δ suivant X-X.....	90
Tableau IV.7 Effet P- Δ suivant Y-Y.....	90

CHAPITRE V

Tableau V.1 Caractéristiques des barres de portique.....	92
Tableau V.2 Coordonnées des nœuds dans le portique.....	93
Tableau V.3 Coordonnées des barres dans le portique.....	93
Tableau V.4 : Les charges permanentes dans portique.....	94
Tableau V.5 Présentation de la charge variable.....	94
Tableau V.6 Efforts extrêmes globaux.....	96
Tableau V.7 Tableau de combinaison.....	96

CHAPITRE VI

Tableau VI.1 Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.....	106
--	-----

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1 Vue en 3D de l'hangar	4
Figure I.2 Panneau sandwich.....	6
Figure I .3 Diagramme effort /déformation de l'acier.....	8
Figure I.4 Résistance de béton à la compression.....	9

CHAPITRE II

Figure II.1 Charges d'exploitation ponctuelles de poutres.....	13
Figure II.2 Présentation des directions du vent sur la structure.....	14
Figure II.3 Légende relative aux murs verticaux.....	19
Figure II.4 Légende pour les parois verticales.....	20
Figure II.5 Légende pour les toitures plates.....	20
Figure II.6 Répartition des C_{pe} sur la toiture dans le sens V2.....	21
Figure II.7 Légende pour les parois verticales.....	22
Figure II.8 Valeurs des C_{pe} pour les parois verticales.....	23
Figure II.9 Légende pour la toiture (V1)	23
Figure II.10 Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties.....	24

CHAPITRE III

Figure III .1 Détail de panneau sandwich (couverture).....	33
Figure III.2 Disposition de la panne.....	35
Figure III.3 Schéma statique de la panne sous la charge permanente.....	36
Figure III.4 Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.....	36
Figure III.5 Schéma statique de la poutre équivalente.....	37

Figure III.6 Schéma statique de la surcharge climatique de vent.....	37
Figure III.7 Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.....	38
Figure III.8 Représentation de cisaillement de la panne.....	42
Figure III.9 Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.....	44
Figure III.10 Coupe transversale des liernes.....	47
Figure III.11 Efforts de traction dans les liernes.....	47
Figure III.12 Disposition d'un échantignolle sur une panne.....	49
Figure III.13 Détail de panneau sandwich (bardage).....	51
Figure III.14 Disposition d'une lisse de bardage sur un potelet.	52
Figure III.15 Disposition de la lisse sur le poteau.....	53
Figure III.16 Répartition des charges sur les lisses.....	56
Figure III.17 Les efforts dans les lisses.....	59
Figure III.18 Les potelets.....	60
Figure III.19 Schéma statique de la poutre au vent de pignon.....	68
Figure III.20 Isolation du nœud 1.....	69
Figure III.21 Palée de stabilité en long pan.....	76
Figure III.22 Schéma statique de la poutre sablière.....	77

CHAPITRE IV

Figure IV.1 Schéma du spectre de réponse suivant X.....	87
Figure IV.2 Schéma du spectre de réponse suivant Y.....	87

CHAPITRE V

Figure V.1 Vue de portique.....	92
Figure V.2 Portique avec repérage des nœuds.....	92
Figure V.3 Portique avec repérage des barres.....	93
Figure V.4 Présentation de la charge permanente (1 ^{er} portique).....	94
Figure V.5 Présentation de la charge du vent V2 (WL).....	95

Figure V.6 Présentation de la charge du vent V1 (WP).....	95
Figure V.7 Présentation de la charge de neige.....	96
Figure V.8 Le moment maximal (KN.m).....	97
Figure V.9 L'effort maximale F_x (daN).....	97
Figure V.10 L'effort maximale F_z (daN).....	97

CHAPITRE VI

Figure VI .1 Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse.....	107
Figure VI.2 Assemblage traverse- traverse.....	124
Figure VI.3 Tige d'encrage du pied du poteau.....	139

CHAPITRE VII

Figure VII.1 Schémas ferrailages de la semelle.....	157
Figure VII.2 Schémas ferrailages des longrines.....	158

Notation et symboles

Sollicitations-Contraintes-Déformations :

E_a : Module d'élasticité longitudinale de l'acier (MPa).

v : Coefficient de poisson pour l'acier.

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

F_p : Effort de précontrainte dans un boulon (kN).

M_{sd} : Moment sollicitant maximum (kN.m).

M_{rd} : Moment résistant (KN.m).

M_{st} : Moment stabilisateur

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement.

N_{sd} : Effort normal due aux charges verticales (KN).

N_u : Effort normal pondéré (KN).

N_{rd} : Effort normal résistant (KN).

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

W_{ply,z} : Module plastique de la section

W_{ely,z} : Module élastique de la section.

W_{eff} : Module élastique efficace de la section.

M_{ply} : Moment résistant plastique de la section.

M_{ely,z} : Moment résistant élastique de la section.

V_{sd} : Effort tranchant sollicitant (KN).

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

V_u : Effort tranchant de calcul ultime.

F : Flèche d'une poutre (mm).

F_{adm} : Flèche admissible (mm).

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

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

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

ξ_y : Déformation correspondant à la contrainte limite d'élasticité (%).

ξ : allongement relatif (déformation %).

f_{yb} : Résistance limite d'élasticité d'un boulon (MPa).

σ : Contrainte normale (MPa).

τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement (MPa).

Caractéristiques Géométriques

A : Section brute d'une pièce (cm²).

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

A_v : Aire de cisaillement (cm^2).

I_Y : Moment d'inertie de flexion maximal (cm^4).

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

b : Largeur d'une semelle d'une poutre (mm).

h : Hauteur d'une pièce en générale (mm).

A_s : Section d'armature de béton (cm^2).

L : Longueur, ou portée d'une poutre(m).

L_{cr} : Longueur critique (m).

t : Épaisseur d'une pièce ou d'une tôle (mm).

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

t_w : Épaisseur d'une âme de poutre (mm).

i : Rayon de giration d'une section (mm).

L_f : Longueur de flambement (mm).

Φ : Diamètre d'une armature transversale.

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

e : L'excentricité de l'effort normal.

Coefficients et grandeurs sans dimensions

n : Nombre de connecteur réparti sur une longueur critique.

P : Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

K : Coefficient de flambement.

K_y, K_z : Coefficient de flambement-flexion.

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).

ξ : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

λ : Élancement de l'élément.

$\lambda_{y,z}$: Élancement géométrique pour le mode de flambement.

λ_{cr} : Élancement critique d'Euler.

μ : Coefficient de frottement entre deux pièces en contact.

χ : Coefficient de réduction de flambement.

$\chi_{y,z}$: Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.

λ_{LT} : Elancement réduit pour le déversement.

χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le déversement.

α_{LT} : Facteur d'imperfection pour le déversement.

$\beta_{My,z}$: Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

β_{MLT} : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

γ : Coefficient partiel de sécurité.

Ψ_s : Coefficient de scellement relatif a une armature (psi).

Introduction
Générale

Introduction Générale

Le but des études génie civil est de concevoir des structures capable de résister aux multiples phénomènes naturels (tremblements de terres, vent extrême ...etc.). Ceci implique la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés qui les rendent aptes à encaisser les efforts auquel ils seront soumis et à les transmettre aux fondations.

Les structures actuelles se caractérisent par la complexité de leurs modèles telles que les formes variables et les courbures multiples, ainsi que par leurs grandes portées, ce qui a fait appel à l'utilisation des constructions métalliques qui apporte au programme de construction des avantages à savoir :La fiabilité, la rapidité d'exécution, la grande résistance de l'acier, la tenue aux séismes du fait de la ductilité de l'acier et possibilité architecturales beaucoup plus étendues qu'on béton.

De plus le poids d'une construction métallique est faible en comparaison aux autres alternatives, et il implique de fondations moins importantes, ainsi que son utilisation à un impact évidant sur la réduction des coûts, car son usage permet une utilisation plus efficace des sites.

Face à ses avantages les plus considérables, les constructions métalliques possèdent également des inconvénients tels que : La susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique, en raison de la minceur des profils, mauvaise tenue au feu et la nécessité d'entretien régulier des revêtements protecteurs contre la corrosion pour assurer la pérennité de l'ouvrage.

Le calcul d'une structure exige que, sous toutes combinaisons d'actions possibles, définies par les règlements (CCM97, ou EUROCOD 03), la stabilité élastique soit assurée :

- Soit dans son ensemble, ou globalement au niveau de la structure.
- Soit au niveau local, individuellement au niveau de chaque élément constituant la dite structure (poteaux, poutres, etc....).

Dans le cadre de ce présent projet de fin d'étude, qui nous a été confié nous proposons de faire une étude technique complète de dimensionnement et de vérification d'un hangar en construction métallique a usage de stockage.

L'étude de ce projet se fera tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL, CCM97, RNVA2013).

Chapitre I
Présentation
De projet

I.1. Introduction

La charpente métallique est une branche de la construction métallique, qui reste à nos jours la solution la plus convenable, pour la construction des ouvrages et équipements industriels.

L'étude d'un projet s'élaboré en nous prenons compte des aspects fonctionnelles, ce qui oblige l'ingénieur en génie civil de connaître le comportement des matériaux utilisés, ainsi leurs caractéristiques mécaniques et nous prenons les paramètres suivante :

- l'usage.
- la résistance.
- les exigences esthétiques.
- les conditions économiques.

A cet effet on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels de calculs concernant les matériaux utilisés, les actions, les combinaisons de chargeetc.

I.2. Présentation et Implantation de l'ouvrage

Notre projet consiste à l'étude d'un hangar en construction métallique a usage de stockage, qui est implantée à EL HAMMADIA dans la wilaya de BORDJ BOU ARRERIDJ dans un site plat, qui classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité (IIa).

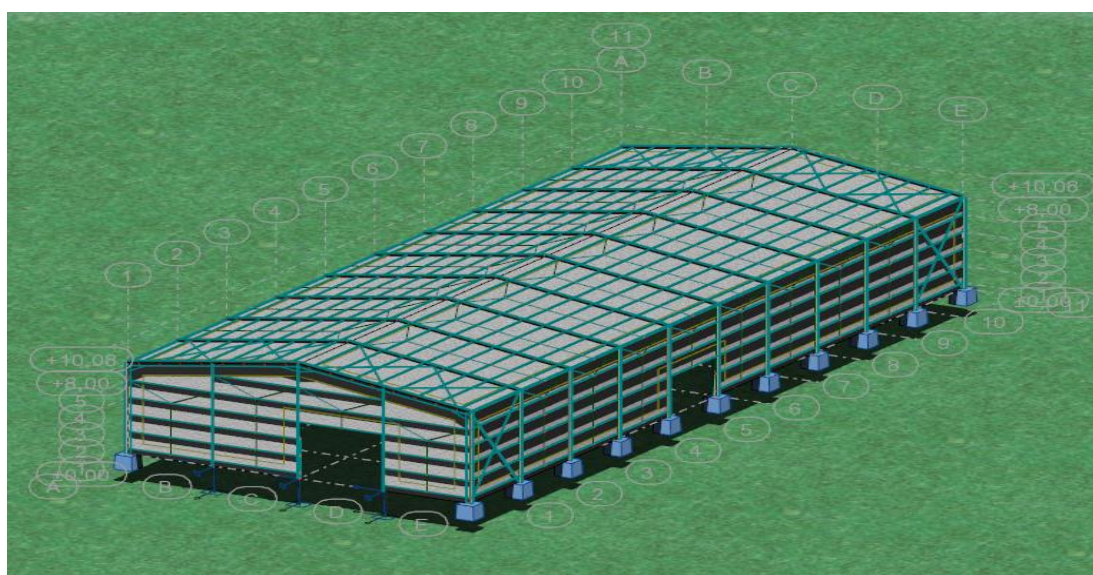


Figure I.1. Vue en 3D de l'hangar.

I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

La forme en plan de la structure est de forme rectangulaire , qui contient (11) portiques espacée de 6m, et chaque portique composé de 3 potelets espacés de 6 m

- Longueur totale de l'hangar (long- pan) :.....60 m
- Largeur totale de l'hangar (pignon) :.....24 m
- Hauteur totale de l'hangar :.....10.08 m
- Hauteur des poteaux :.....8.00 m
- Entraxe des portiques :.....6.00 m
- La pente de versant :..... $\alpha = 9.83^\circ$
- Surface totale de l'hangar :..... 1440 m²
- Ouvertures :

- **Pignon :**

- façade principale

Portes : 1(5.7*5) m

Fenêtres : 2(2*0.6) m

- façade derrière

Portes : 0

Fenêtres : 2(2*0.6) m

- **log-pan:**

- façade principale

Portes : 1(3*1.5) m

Fenêtres : 8(4*0.6) m

- façade derrière

Portes : 0

Fenêtres : 8(4*0.6) m

I.4 Eléments de l'ouvrage

4.1.1 Couverture :

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

- 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.

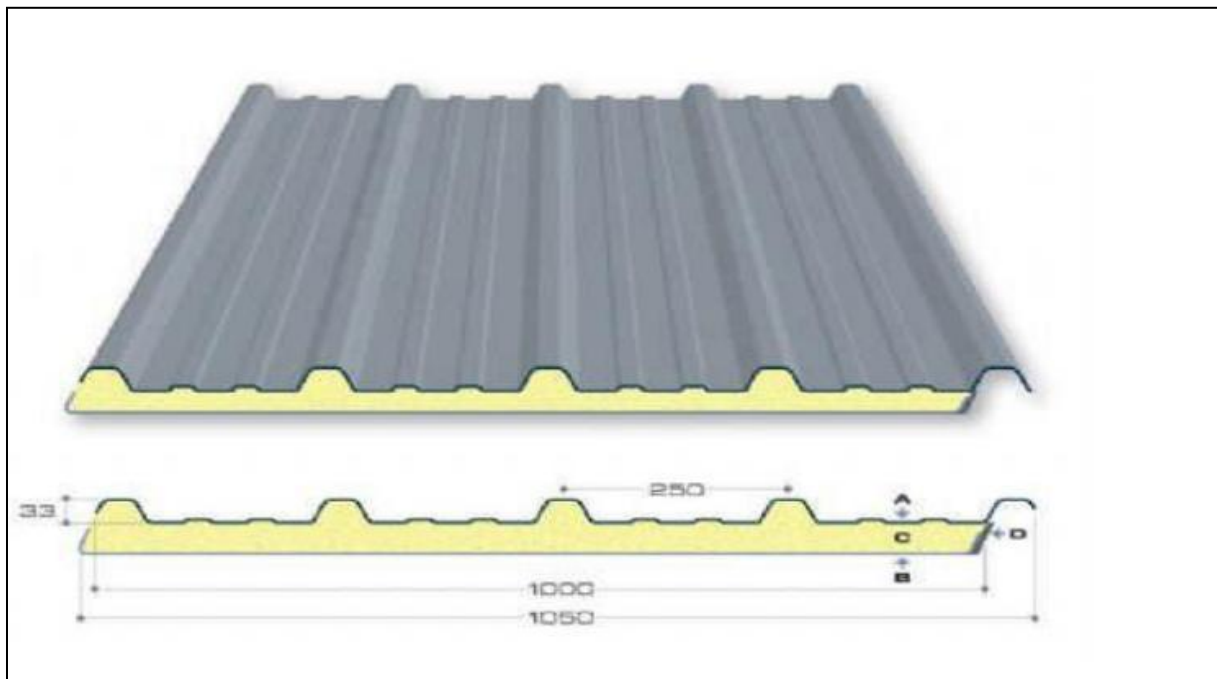


Figure I.2. Panneau sandwich.

4.1.2 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

4.2 Les poteaux et les traverses :

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

4.3 Les panne :

Les pannes sont des profils métallique avec une section constante.

4.4 Les façades et cloisons :

Ils sont réalisés en panneaux sandwich.

4.5 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.5 Etude du Sol

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

I.6 Matériaux utilisés:

Acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon).

Le carbone n'intervient dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieur à 1%).

Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autres 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.....).

- **Propriété de l'acier :**

- **Résistance :**

- Les nuances de l'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement Euro code 03.

- La nuance choisie pour la réalisation de ce projet est S235.

- **Durabilité :**

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $f_u / f_y > 1,2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20\epsilon_y$)
- A la rupture l'allongement relatif ultime doit être supérieure ou égal à 15 %.

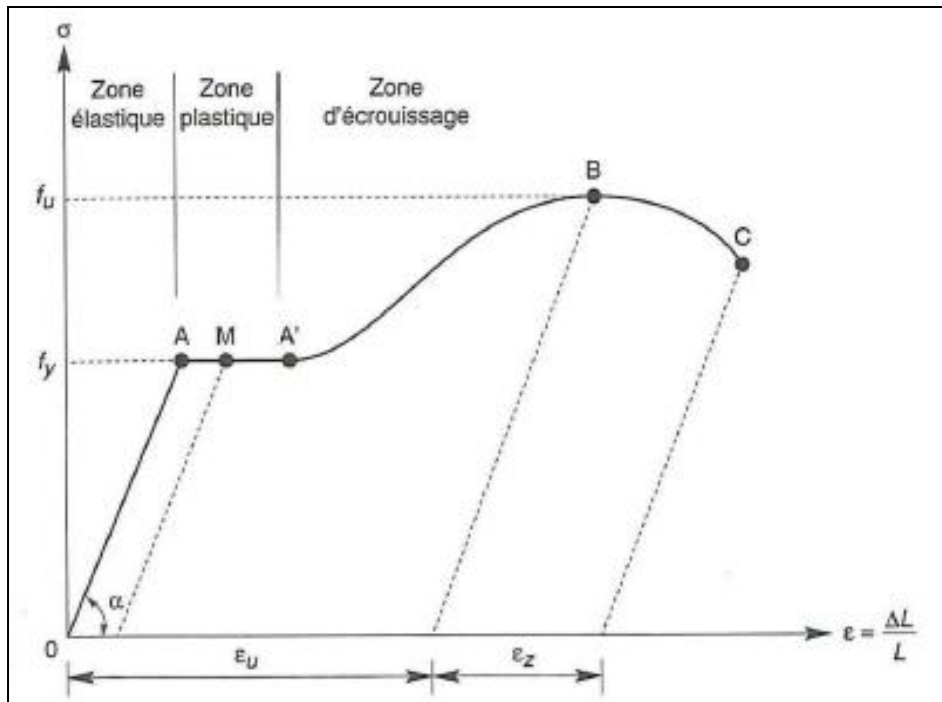


Figure I .3 Diagramme effort /déformation de l'acier

➤ **Propriétés mécaniques :**

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

Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$

Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$

Coefficient de dilatation thermique $\alpha = 12.10^{-6}$ par $^{\circ}\text{C}$

Module d'élasticité transversale $G = E/2(1+\nu)$

✚ 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 da/cm^2 mais 10 fois moindre en traction ou au cisaillement.

➤ **Propriétés du béton :**

Le béton utilisé sera de classe 25 avec :

- Une résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- Le poids spécifique : $\beta = 25 \text{ KN/m}^3$
- Coefficient de retrait $\epsilon = 4.10^{-6}$

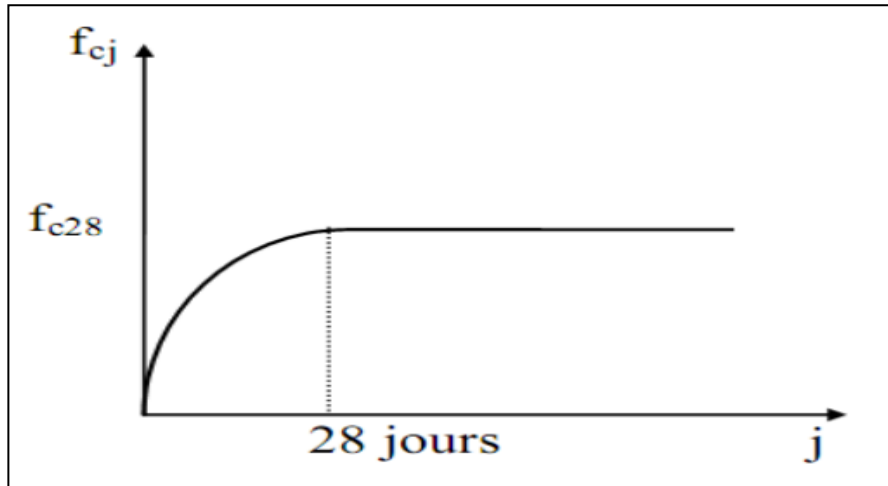


Figure I.4. : Résistance de béton à la compression.

I.7 Les hypothèses fondamentales de calcul aux états limites :

I.7.1 Définition :

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

I.7.2. 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.7.3. 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 pour les occupants, endommageant le bâtiment ou son contenu

I.8. 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.)

8.1.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

8.2 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.

8.3 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.9. Les règlements utilisés

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

- RNV2013: L'étude climatique se fait suivant le règlement Algérienne Neige et Vent
- CCM97, Eurocode3 : L'étude et le calcul de l'ouvrage se font conformément aux CCM97, et l'Eurocode3.
- RPA99 V2003 : L'étude sismique se fait suivant le Règlement Parasismique Algérienne RPA99 V 2003.
- DTR-BC 2.2 : Charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- BAEL 1991 : Béton Armé aux Etats Limites.
- CBA 1993 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

Chapitre II
Évaluation 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.2 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.....12.5Kg /m²
- Couverture en panneaux sandwichs12.5Kg /m²

II.3 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).

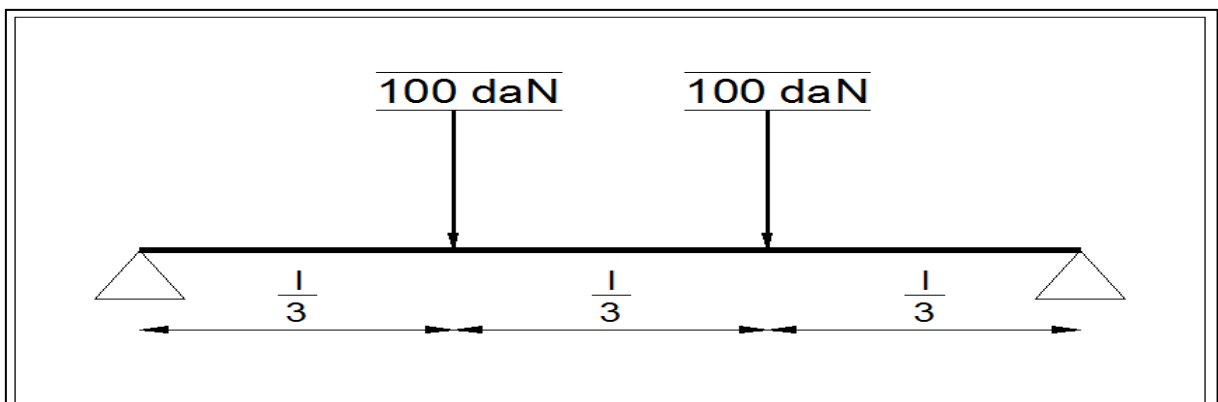


Figure II.1 Charges d'exploitation ponctuelles de poutres

II.4 Charges climatiques

II.4.1.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.

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.

a. Action du vent:

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour un vent perpendiculaire :

- au long pan V2
- au pignon V1

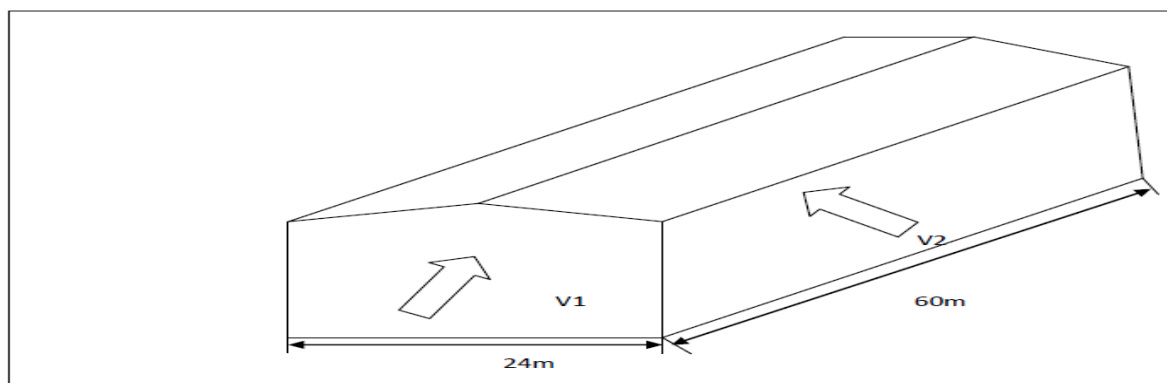


Figure II.2: présentation des directions du vent sur la structure.

b. Coefficients de calcul

b.1. Effet de la région

Notre structure est située dans la zone II, dont la pression de référence est donnée par le Tableau 2-2 du RNVA2013 (chapitre II-bases de calcul) par $q_{ref} = 435 \text{ N/m}^2$.

B.2 Effet de site

La structure sera implantée en zone industrielle, donc d'après les données le Tableau 2-4 dans le RNVA2013 (chapitre 2- bases de calcul) les catégories de terrain est III

D'où :

- Le facteur de terrain $K_T = 0,215$
- Le paramètre de rugosité $z_0 = 0,3 \text{ m}$ (Tableau 2-4, chapitre II RNVA2013)
- La hauteur minimale $Z_{min} = 5 \text{ m}$.
- $\epsilon = 0,61$: coefficient utilisé pour le calcul de C_d

B.3 Coefficient de topographie :

Le coefficient de topographies $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du Vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles que les collines, les dénivellations isolées .etc.

Le site est plat, le coefficient de topographie $C_t = 1$. (Chapitre II RNVA2013). (Formule 2.4, chapitre 2 RNVA2013).

b.4 Calcul de coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation de la pression exercée 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.

La valeur du coefficient dynamique C_d pour les structures métalliques est donnée par la Paragraphe valeur simplifiée. (Chapitre III : coefficient dynamique dans RNVA2013).

$C_d = 1$. Bâtiment dont la hauteur est inférieure à 15m

La hauteur de notre projet qui égale à 10.08m est inférieure à 15m et selon le RNVA2013 le $C_d = 1$.

C .4 calcul de la pression :

c.1 Détermination de la pression dynamique pointe $q_p(z_e)$:

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

$q_p(z_e) = q_{ref} * C_e(z_e) \text{ (N/m}^2\text{)}$Chapitre II § 2. 3 p50 RNVA2013

Tel que : $q_{ref} = 435 \text{ N/m}^2$ $C_e(z_e)$: Coefficient d'exposition au vent.

c.2 Détermination du coefficient de la rugosité C_r :

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ 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). Chapitre II § 2. 4.5 RNV2013 P53.

$$\rightarrow C_r(z) = K_T \times \ln \frac{z}{z_0} \quad \text{si } z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m.}$$

$$\rightarrow C_r(z) = K_T \times \ln \frac{z_{min}}{z_0} \quad \text{si } z < z_{min}.$$

Avec :

- K_T : Facteur de terrain.
- z_0 : Paramètre de rugosité.
- z_{min} : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée

Tel que : $z_0=0,3\text{m}$ $z_{min}=5\text{m}$

$Z=10,08\text{m}$ dans la toiture.

$Z=8\text{m}$ dans les parois verticales.

➤ Dans la toiture:

$$Z=10,08\text{m} \rightarrow z_{min}=5\text{m} \leq Z=10,08\text{m} \leq 200\text{m}$$

$$C_r(z=10,08\text{m}) = K_T \times \ln \frac{z}{z_0} = 0,215 \times \ln \frac{10,08}{0,3} = 0,756$$

$$\rightarrow C_r(z) = 0,756$$

➤ Dans la paroi verticale:

$$Z=8\text{m} \rightarrow z_{min}=5\text{m} \leq Z=8\text{m} \leq 200\text{m}$$

$$C_r(z=8\text{m}) = K_T \times \ln \frac{z}{z_0} = 0,215 \times \ln \frac{8}{0,3} = 0,706$$

$$\rightarrow C_r(z) = 0,706$$

C.3 Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z)$

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, il tient compte de la nature turbulente du vent.

$C_e(z)$ est donnée par:

$$\text{Formule suivante : } C_e(z) = C_t^2(z) * C_r^2(z) + [1+7*I_v(z)].$$

C_r : coefficient de rugosité.

C_t : coefficient de topographie.

$I_v(z)$: l'intensité de la turbulence.

Z (en m) est la hauteur considérée.

c.4 Intensité de turbulence

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation 2.5 et a et b.

$$\bullet I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z > z_{min} \quad (a)$$

$$\bullet I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z \leq z_{min} \quad (b)$$

(2.5)

➤ **Dans la paroi verticale:** $Z=8 > z_{min}=5$.

$$\bullet I_v(8) = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{8}{0.3}\right)} \quad \rightarrow I_v(8)=0.304$$

➤ **Dans la toiture:** $Z=10.08 > z_{min}=5$

$$\bullet I_v(10.08) = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{10.08}{0.3}\right)} \quad \rightarrow I_v(10.08)=0.284$$

Donc on peut déterminer la pression d'exposition $C_e(z)$:

✓ **Paroi verticale :**

$$C_e(8) = 0.706^2 \cdot 1^2 \cdot [1 + 7 \cdot 0.304] \quad \rightarrow C_e(8) = 1.59$$

✓ **Toiture:**

$$C_e(10.08) = 0.706^2 \cdot 1^2 \cdot [1 + 7 \cdot 0.284] \quad \rightarrow C_e(10.08) = 1.71$$

On a: $q_p(z_e) = q_{ref} \cdot C_e(z_e)$

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.1: les pressions dynamiques pointes

	z_e (m)	q_{ref} (N/m ²)	$C_e(z_e)$	$q_p(z_e)$ N/m ²
Paroi vertical	8	435	1.59	691.65
Toiture	10.08	435	1.71	743.85

C.5 Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} applicables aux bâtiments et aux parties de Bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée A, qui est la surface de la Construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m² et 10 m² dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés $C_{pe,1}$ pour les coefficients locaux, et $C_{pe,10}$ pour les coefficients globaux, respectivement. (Chapitre 5:coefficient de Pression page 80 RNVA2013).

- $C_{pe} = C_{pe1}$ $S \leq 1m$.
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$ $1m^2 < S < 10m^2$
- $C_{pe} = C_{pe10}$ $S \geq 10m^2$
- Tel que : S: est la surface chargée de la paroi considérée en m².

C.5.1 Vent perpendiculaire au long pan (v2)

- **pour les parois verticales:**

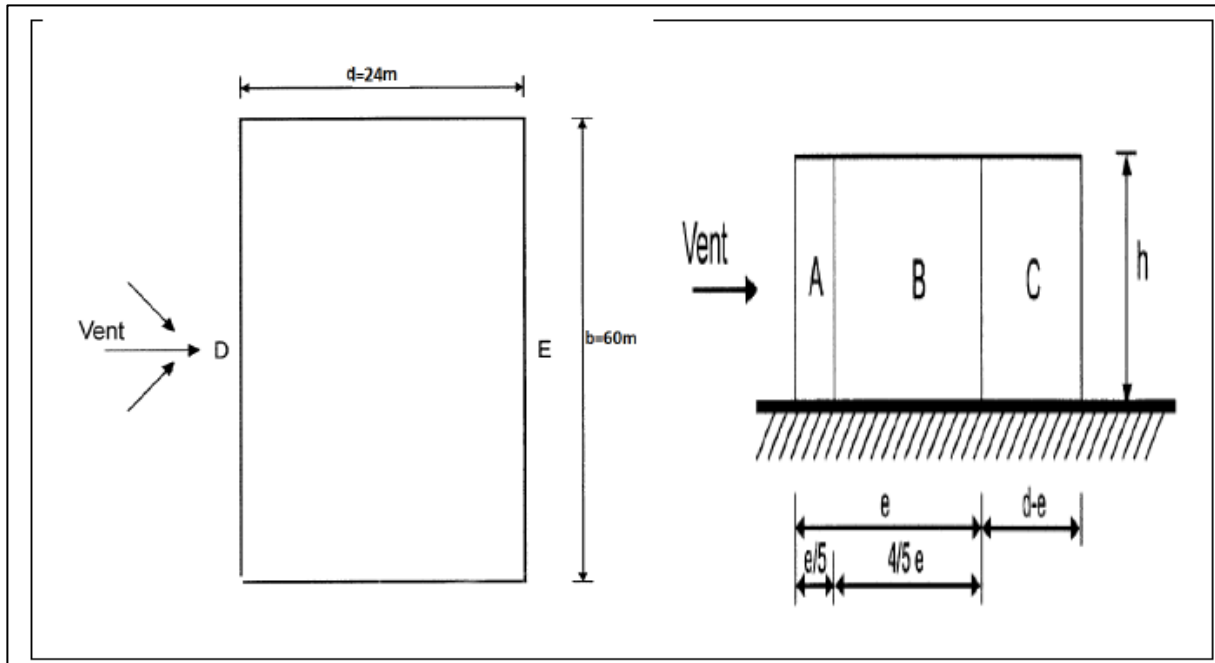
Pour cette direction du vent on a : b=60m, d=24m, h=10.08m et e= min [b, 2h]

e= min [60,20.16] → e=20.16m.

Et on a : d=24m > e=20.16m.

Donc on utilise la légende suivante :

5.2. Du chapitre V (RNV2013 p80)



.Figure II.3: légende relative aux murs verticaux

On a : $e=20.16m$.

Les surfaces des zones A, B, C, D, et E sont données par le tableau suivant :

Tableau II.2 Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V2

Zone	A		B		C		D		E	
Dimension géométrique (m)	$e/5$	h	$e-e/5$	h	$d-e$	h	b	h	B	h
	4.032	10.08	16.128	10.08	3.84	10.08	60	10.08	60	10.08
Surface (m²)	40.642		162.570		38.707		604.8		604.8	

On Remarque que toutes les surfaces sont supérieurs à 10m² donc la formule correspond est :

$$C_{pe} = C_{pe10}.$$

Tableau II.3 Les coefficients de pression C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi Verticale.

ZONE	A	B	C	D	E
Surface (m²)	40.642	162.570	38.707	604.8	604.8
C_{pe10}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

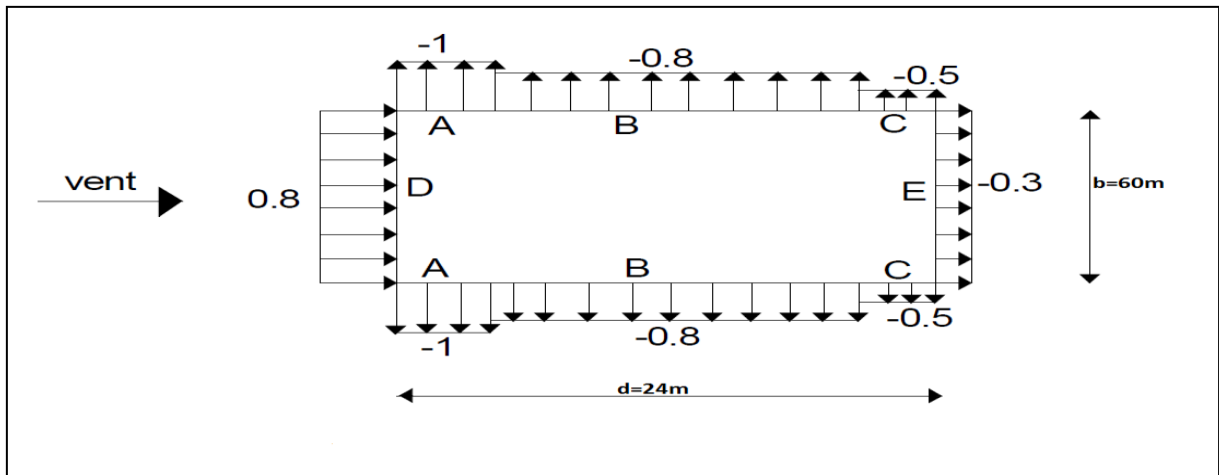


Figure II.4: légende pour les parois verticales.

• Pour la toiture

On a une toiture a versant multiple $\alpha=9,83^\circ$, le vent perpendiculaire a la génératrice : on prendra les valeurs C_{pe} de toiture à deux versant (RNV 2013) $\theta=0^\circ$

$b=60m$, $d=24m$, $h=10.08m$, $\alpha=9,83^\circ$ et $e= \min [b, 2h]$

$e= \min [60,20.16] \rightarrow e=20.16m$.

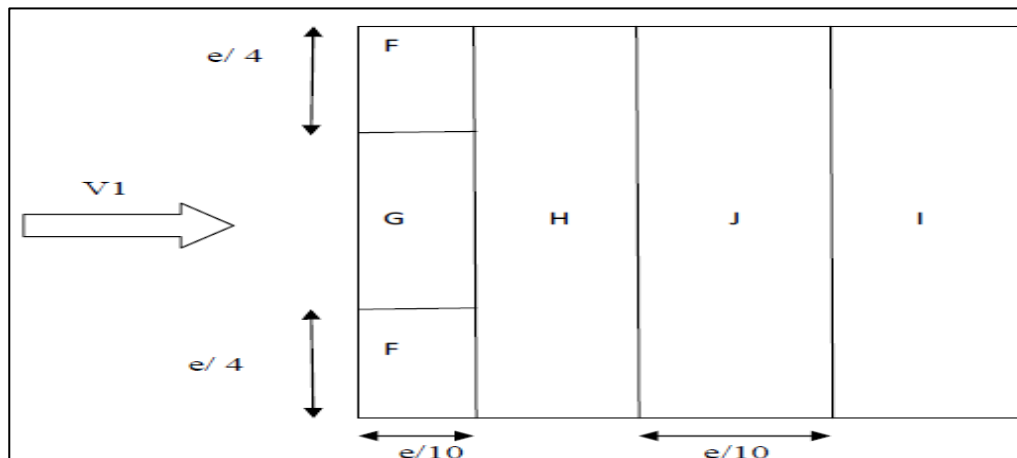


Figure II.5: légende pour les toitures plates.

Les surfaces des zones F, G, H, J et I sont données par le tableau suivant :

Tableau II. 4 les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture (v2)

Zone	F		G		H		J		I	
Dimension géométrique (m)	e/10	e/4	e/10	b-2e/4	12-e/10	b	e/10	b	12-e/10	b
	2.016	5.04	2.016	49.92	9.984	60	2.016	60	9.984	60
Surface (m ²)	10.160		100.639		599.04		120.96		599.04	

La surface de chaque zone est > 10m² donc : [§5.1.1.2-RNV/2013]

$$C_{pe} = C_{pe10}$$

Puisqu' $\alpha = 9.83^\circ$, donc les valeurs de C_{pe} sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de $C_{pe}(5^\circ)$ et $C_{pe}(15^\circ)$ par la formule suivante :

$$\rightarrow C_{pe}(9.83^\circ) = C_{pe}(5^\circ) + \left[\frac{9.83-5}{15-5} (C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ)) \right]$$

Tableau II.5 Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens V2

Zone	F	G	H	I	J
$C_{pe}(5^\circ)$	-1.7	-1.2	-0.6	-0.6	-0.6
$C_{pe}(15^\circ)$	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1
C_{pe}	-1.31	-1.007	-0.455	-0.503	-0.793

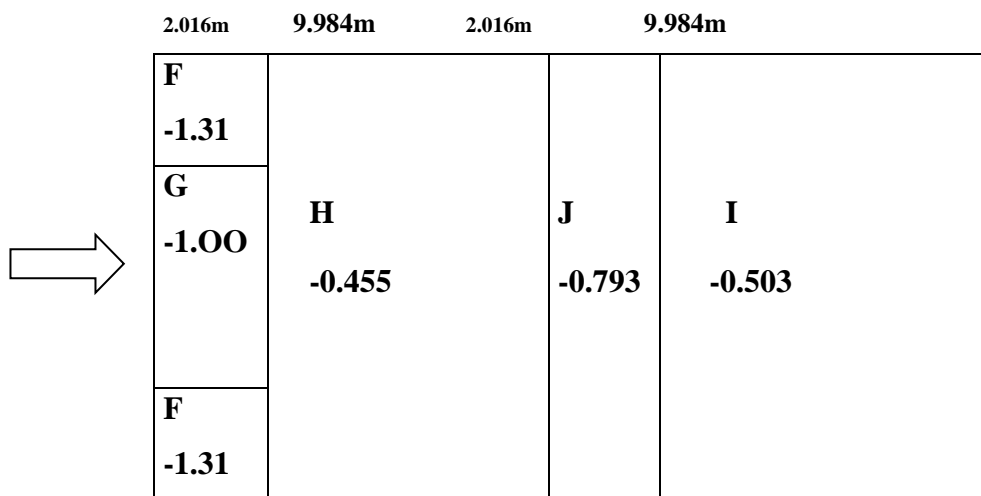


Figure II.6 Répartition des C_{pe} sur la toiture dans le sens V2

C.5.2 Vent perpendiculaire au pignon (V1)

- pour les parois verticales:

Pour cette direction du vent on a : $b=24, d=60m, h=10.08m$

$$e = \min [b, 2h] \rightarrow e = \min [24, 20.16] = 20.16m \rightarrow e=20.16m.$$

Et on a : $d=60m > e=20.16m.$

Donc on utilise la légende suivant: 5.2. Du chapitre V (RNV2013 p80).

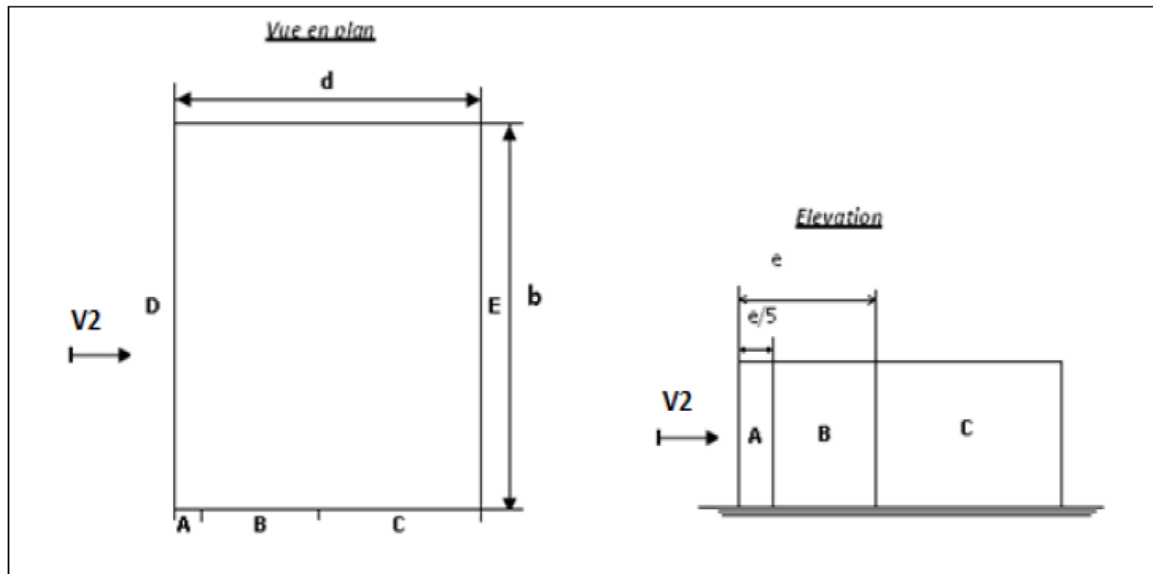


Figure II.7 légende pour les parois verticales.

➤ **Détermination des surfaces:**

Les surfaces des zones A, B, C, D, et E sont données par le tableau suivant :

Tableau II.6 Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V1

Zone	A		B		C		D		E	
Dimension géométrique (m)	e/5	h	e-e/5	h	d-e	h	b	h	b	h
	4.032	10.08	16.128	10.08	39.84	10.08	24	10.08	24	10.08
Surface (m²)	40.642		162.570		401.587		241.92		241.92	

- On Remarque que toutes les surfaces sont supérieur à 10m² donc la formule est :
- $C_{Pe} = C_{pe10}$
- Et les coefficients de pression extérieure C_{Pe} dans chaque zone sont donnés dans le Tableau suivant :

Tableau II.7: C_{Pe} pour les parois verticales (V1).

ZONE	A	B	C	D	E
Surface (m²)	40.642	162.570	401.587	241.92	241.92
C_{Pe10}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

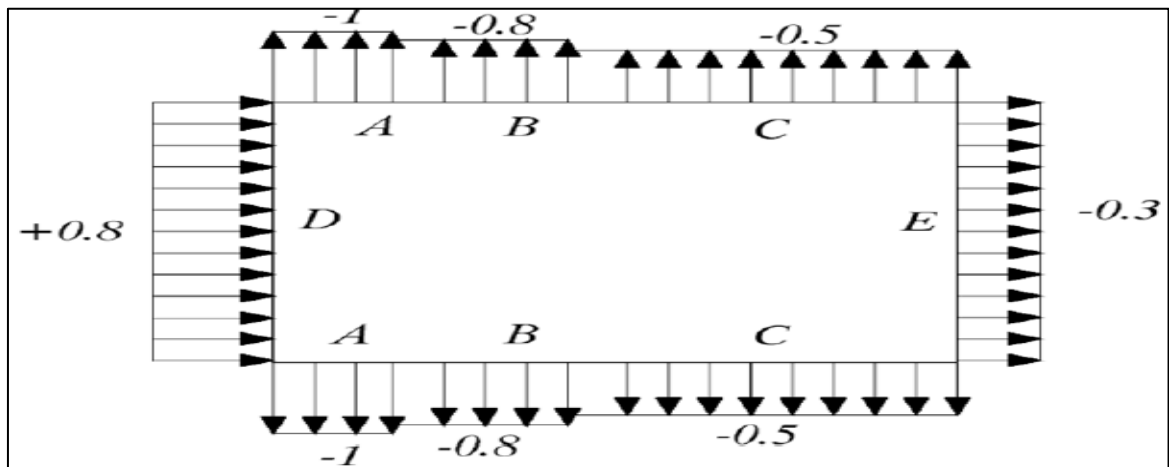


Figure II.8: valeurs des C_{pe} pour les parois verticales.

• pour la toiture:

Le vent dont la direction est parallèle aux génératrices, les coefficients de pression de chaque versant s’obtiennent en utilisant les valeurs des toitures à un versant pour $\theta = 90^\circ$
 Pour cette direction du vent on a $b=24m$, $h= 10.08m$, $d=60m \Rightarrow e=20.16m$. $\alpha=9,83^\circ$
 [§5.1.8.1-RNV/2013]

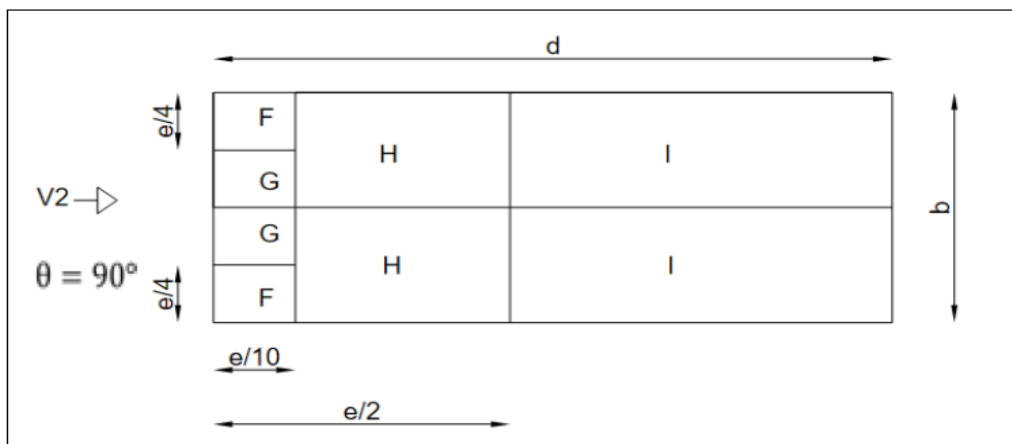


Figure II.9. Légende pour la toiture (V1).

Calcule la surface suivant

Tableau II.8 Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture (V1)

Zone	F		G		H		I	
Dimension géométrique (m)	e/10	e/4	e/10	b/2 - e/4	e/2 - e/10	b/2	d- e/2	b/2
	2.016	5.04	2.016	6.96	8.064	12	49.92	12
Surface (m ²)	10.160		14.031		96.768		599.04	

Pour les zones on a la surface de chacune est > 10m² donc :

$$C_{pe} = C_{pe10} \quad [§5.1.1.2RNV/2013]$$

Puisqu' $\alpha = 9.83^\circ$, donc les valeurs de C_{pe} sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de C_{pe} (5°) et C_{pe} (15°) par la formule suivante :

$$C_{pe}(9.83^\circ) = C_{pe}(5^\circ) + \left[\frac{9.83-5}{15-5} (C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ)) \right]$$

Le tableau suivant donne les valeurs de C_{pe} de chaque zone :

Tableau II.9 Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens V1

Zone	F	G	H	I
$C_{pe}(5^\circ)$	-1.6	-1.3	-0.7	-0.6
$C_{pe}(15^\circ)$	-1.3	-1.3	-0.6	-0.5
C_{pe}	-1.455	-1.3	-0.652	-0.552

C.6. Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi} :

La combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure, considérées comme agissant simultanément. Doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'aire.

Le coefficient de pression C_{pi} est-on fonction de l'indice de perméabilité μ_p et rapport h/d (RNVA2013)

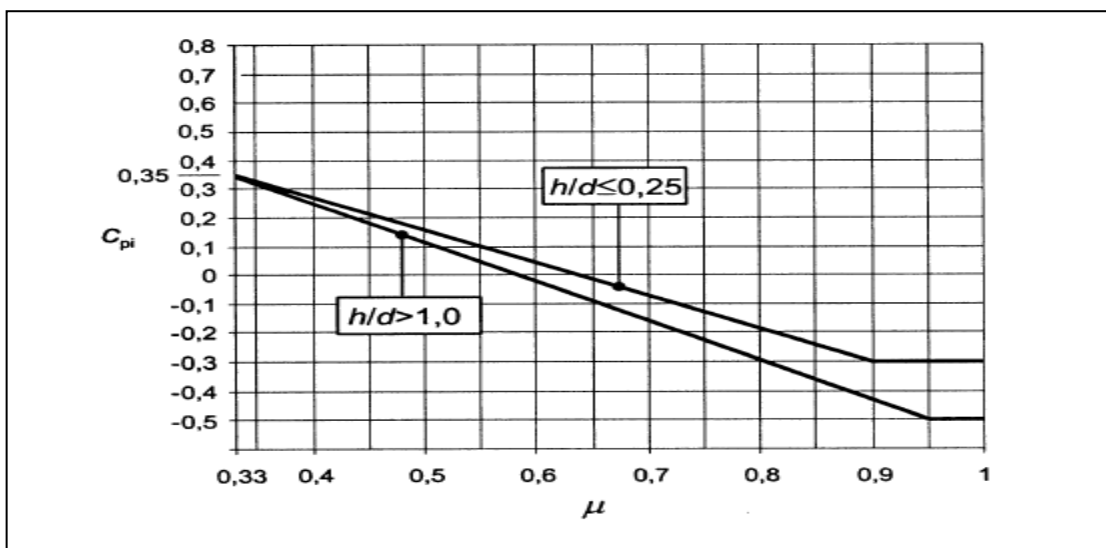


Figure II.10: Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures Uniformément réparties.

C.6.1. Du coté de long pan : (V2 perpendiculaire a long pan)

• perméabilité de l'ouvrage:

L'ouvrage comprend :

a- long pan

- Fenêtres : $2 \times 8 \times (4 \times 0.6)$ m.
- Porte : $1(1.5 \times 3)$ m

b-Pignon

- Fenêtres : $2 \times 2 \times (2 \times 0.6)$ m.
- Porte : $1(5.7 \times 5)$ m

On détermine l'indice de perméabilité μ_p donné par :

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{ des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\Sigma \text{ des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

- La somme des surfaces de toutes les ouvertures : 76.2 m²- La somme des ouvertures ou $C_{pe} \leq 0$: 57 m²

$$\mu_p = \frac{57}{76.2} = 0.748$$

La valeur de C_{pi} est la valeur correspondant à une interpolation linéaire entre les valeurs correspondant à $h/d=0.25$ et $h/d=1$.

on a : $h/d \rightarrow 10.08/24=0.42$ On a : $0.25 < h/d = 10.08/24 = 0.42 < 1$

Donc une interpolation linéaire peut être utilisée.

Tableau II.10 les valeurs de C_{pi} en fonction de h/d

h/d	0.25	0.42	1
C_{pi}	-0.14	$C_{pi}(0.42)$	-0.25

$$C_{pi}(0.42) = C_{pi}(0.25) + \left[\frac{0.42-0.25}{1-0.25} (C_{pi}(1) - C_{pi}(0.25)) \right]$$

$$C_{pi}(0.42) = -0.164$$

C.6.2. Du coté de pignon : (V1 perpendiculaire a pignon).

• perméabilité de l'ouvrage:

On détermine l'indice de perméabilité μ_p donné par

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{ des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\Sigma \text{ des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

- La somme des surfaces de toutes les ouvertures : 76.2 m²

- La somme des ouvertures ou $C_{pe} \leq 0$

$$\mu_p = \frac{57}{76.2} = 0.748$$

La valeur de C_{pi} est la valeur correspondant à une interpolation linéaire entre les valeurs correspondant à $h/d=0.25$ et $h/d=1$.

On a : $h/d \rightarrow 10.08/60=0.168$

On a : $0.168 < 0.25$.

$$C_{pi}(0.168) = -0.14$$

C.7. Pression aérodynamiques sur les parois

La pression aérodynamique $W(Z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule suivant: $W(Z_j) = q_p(Z_e) [C_{pe} - C_{pi}]$. (Chapitre 2: Bases de calcul page 58).

C.7.1. Du coté de long pan : (V2 perpendiculaire à long pan)

• Paroi vertical:

- $q_p(Z_e) = 691.65 \text{ N/m}^2$
- $C_{pi} = -0.164$
- $C_d = 1$
- $W(Z_j) = q_p(Z_e) [C_{pe} - C_{pi}]$.

Donc les valeurs de la pression sur les parois verticales pour la direction de vent V2 :

Tableau II.11 les pressions $W(Z_j)$ dans la paroi vertical.

Zone	$q_p(Z_e) \text{ N/m}^2$	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j) \text{ N/m}^2$
A	691.65	-1	-0.164	-578.219
B	691.65	-0.8	-0.164	-439.889
C	691.65	-0.5	-0.164	-232.394
D	691.65	+0.8	-0.164	+666.750
E	691.65	-0.3	-0.164	-94.064

- **Toiture :**

- $q_p(Ze) = 743.85 \text{ N/m}^2$
- $C_{pi} = -0.164$
- $C_d = 1$
- $W(Z_j) = q_p(Ze) [C_{pe} - C_{pi}]$.

Tableau II.12: les pressions $W(Z_j)$ dans la toiture.

Zone	$q_p(Ze) \text{ N/m}^2$	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j) \text{ N/m}^2$
F	743.85	-1.31	-0.164	-852.452
G	743.85	-1.007	-0.164	-627.065
H	743.85	-0.455	-0.164	-216.460
I	743.85	-0.503	-0.164	-252.165
J	743.85	-0.793	-0.164	-467.882

C.7.2. Du côté de pignon : (V1 perpendiculaire à pignon)

- **Paroi vertical:**

- $q_p(Ze) = 691.65 \text{ N/m}^2$
- $C_{pi} = -0.14$
- $C_d = 1$
- $W(Z_j) = q_p(Ze) [C_{pe} - C_{pi}]$

Tableau II.13 les pressions $W(Z_j)$ dans la paroi vertical.

Zone	$q_p(Ze) \text{ N/m}^2$	C_{pe}	C_{pi}	$W(Z_j) \text{ N/m}^2$
A	691.65	-1	-0.14	-594.819
B	691.65	-0.8	-0.14	-456.489
C	691.65	-0.5	-0.14	-248.994
D	691.65	+0.8	-0.14	+650.151
E	691.65	-0.3	-0.14	-110.664

- **Toiture :**

- $q_p(Ze) = 743.85 \text{ N/m}^2$
- $C_{pi} = -0.14$
- $C_d = 1$
- $W(Z_j) = q_p(Ze) [C_{pe} - C_{pi}]$

Tableau II.14: les pressions W (Z_j) dans la toiture.

Zone	$q_p(Z_e)$ N/m ²	C_{pe}	C_{pi}	W (Z_j) N/m ²
F	743.85	-1.455	-0.14	-978.163
G	743.85	-1.3	-0.14	-862.866
H	743.85	-0.652	-0.14	-380.851
I	743.85	-0.552	-0.14	-306.466

II.4.2. Action neige:

A.1. Calcul des charges de neige:

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontal de toitures ou de toute surface soumise à l'accumulation de la neige S obtient par la formule suivant:

$$S = \mu * S_k \quad [\text{KN/m}^2].$$

μ : est le coefficient de forme pour la charge de neige

S_k : est la valeur caractéristique de la charge de neige sur le sol. (Chapitre 2: action de neige .page 18 RNV2013).

A.1.1. Charge de neige sur le sol:

La charge caractéristique de neige sur le sol S_k par unité de surface est fonction de la localisation géographique et l'altitude de lieu considère.

Comme notre hangar est implanté à EL HAMMADIA wilaya BORDJ BOU ARRERIDJ qui appartient à la zone B, Groupe de commune II avec une altitude de 841m par apport au niveau de la mer. (RNV2013)

$$S_k = \frac{0.04H+10}{100} \quad [\text{KN/m}^2].$$

Avec :

H : altitude du site par rapport au niveau de la mer : H = 841m

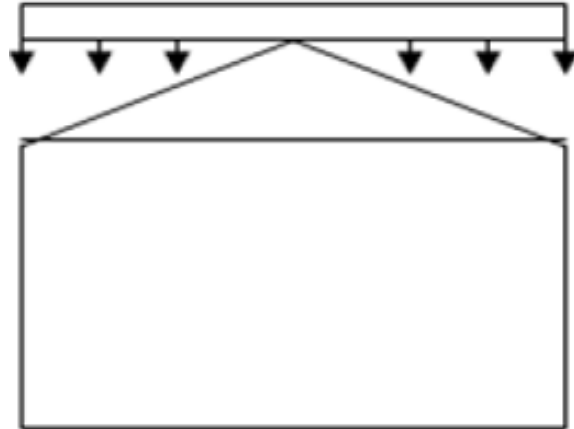
$$S_k = \frac{0.04*841+10}{100} \quad S_k \rightarrow = 0.436 \text{ KN/m}^2.$$

Dans notre cas le hangar a une toiture à deux versants avec une pente $\alpha = 9.83$:

D'où $0 \leq \alpha = 9.83^\circ \leq 30^\circ \rightarrow \mu = 0.8$

D'où : $S = 0,8 * 0,436 = 0,349 \text{ KN/m}^2$.

$$S = 0,349 \text{ KN/m}^2.$$



II.4.3 Force de frottement

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés. Lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au sous le vent)

(Selon RNVA 2013, Chapitre 2, Article 3.6.3)

✚ Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au long pan (V2)

• Calcul des surfaces parallèles au vent :

▪ Les surfaces des deux pignons :

$$= [(8*24) + (2.08*12)] * 2 = 433.92 \text{ m}^2$$

▪ La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$= \left(\frac{2.08}{\sin 9.83} \right) * 60 * 2 = (12.18 * 60 * 2) = 1461.6 \text{ m}^2.$$

$$\Rightarrow \text{Total des surfaces parallèle au vent} = 433.92 + 1461.6 = 1895.52 \text{ m}^2.$$

• Calcul des surfaces perpendiculaire au vent (et sous le vent) :

▪ Les surfaces des deux longs pans :

$$= [(8*60)] * 2 = 960 \text{ m}^2$$

Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

L'aire total des surfaces parallèle au vent $\leq 4 \times$ (l'aire totale des surfaces perpendiculaire au vent) $1895.52 \text{ m}^2 \leq 4 \times 960 = 3840 \text{ m}^2$ C'est vérifier.

⇒ Donc on doit négliger l'effet de frottement cas de vent perpendiculaire au long pan.

 **Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au pignon (V1) :**

• Calcul des surfaces parallèles au vent :

- Les surfaces de long pan :

$$= [(8 \times 60)] \times 2 = 960 \text{ m}^2$$

- La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent :

$$= \left(\frac{2.08}{\sin 9.83} \right) \times 60 \times 2 = (12.18 \times 60 \times 2) = 1461.6 \text{ m}^2$$

⇒ Total des surfaces parallèle au vent $= 960 + 1461.6 = 2421.6 \text{ m}^2$.

• Calcul des surfaces perpendiculaire au vent (et sous le vent) :

- Les surfaces des deux pignons :

$$= [(8 \times 24) + (2.08 \times 12)] \times 2 = 433.92 \text{ m}^2$$

Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

L'aire total des surfaces parallèle au vent $\leq 4 \times$ (l'aire totale des surfaces perpendiculaire au vent) $= 2421.6 \text{ m}^2 \geq 4 \times 433.92 = 1735.68 \text{ m}^2$ C'est vérifier.

⇒ Donc on ne doit pas négliger l'effet de frottement cas de vent perpendiculaire au Pignon.

✓ **Calcul la force de frottement par la formule suivant :**

$$F_{fr} = C_{fr} \times q_p(Ze) \times A_{fr} \quad \text{avec :}$$

C_{fr} : est le coefficient de frottement (tableau 2.8 chapitre 2 RNVA 2013).

A_{fr} : est l'aire de la surface extérieure parallèle au vent (tableau 2.9 chapitre 2 RNVA 2013).

Dans notre cas on l'ondulation perpendiculaires au vent pour la toiture et les parois verticales

Donc $C_{fr} = 0,04$

• Pour les parois verticales $Z_e = 8 \text{ m}$ \Rightarrow $q_p(Z_e) = 691.65 \text{ N/m}^2$

$$A_{fr} = [(60 \cdot 8)] \cdot 2 = 960 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 0,04 \cdot 691.65 \cdot 960 = 26559.36 \text{ N} \quad \Rightarrow \quad F_{fr} = 26.55 \text{ KN}$$

• Pour la toiture $Z_e = 10.08 \text{ m}$ \Rightarrow $q_p(Z_e) = 743.85 \text{ N/m}^2$

$$A_{fr} = [(12.18 \cdot 60)] \cdot 2 = 1461.6 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 0,04 \cdot 743.85 \cdot 1461.6 = 43488.44 \text{ N} \quad \Rightarrow \quad F_{fr} = 43.49 \text{ KN}$$

$$F_{fr, \text{totale}} = F_{fr, \text{parois}} + F_{fr, \text{toiture}} = 26.55 + 43.49 = 70.04 \text{ KN}$$

Chapitre III
Dimensionnement
Des éléments
Secondaires

III. Introduction

Les caractéristiques de notre structure étant définies, nous passons dans ce chapitre au pré dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment.

➤ III .1 Dimensionnement des panneaux de couverture

➤ III .1.1.principe de choix d'un panneau sandwich :

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, est un produit composite, fabriqué industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante.

Ces composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale.

➤ III .1.2. Panneaux couverture

Pour choisi le panneau couverture convient à notre structure, on doit savoir la charge du vent maximale sollicité la toiture, et nombre d'appuis de séquelle le panneau de couverture sera appuyé ainsi que l'épaisseur de la couverture.

Dans notre cas, la charge maximale du vent est égale à $W = -0.978 \text{ KN/m}^2$.

Suivant une fiche technique on va choisir l'épaisseur de panneau couverture pour déterminer leur entraxe maximal et le poids propre m^2 :

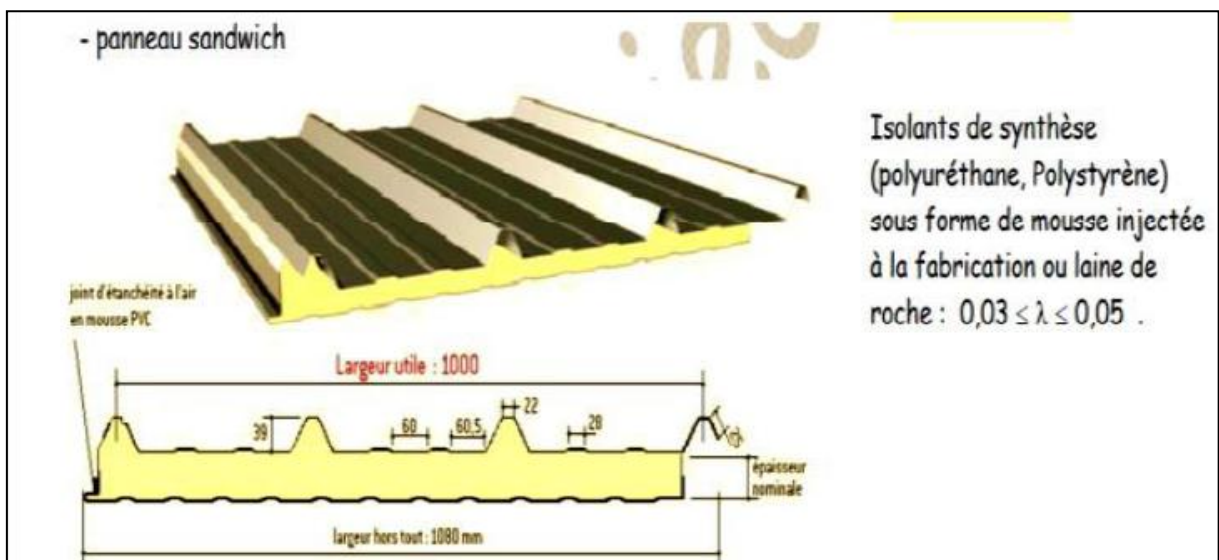


Figure III .1 détail de panneau sandwich (couverture).

➤ **III .1.2.1. Détermination de poids propre de la couverture :**

D'après ce tableau ci-dessous on fait choisit un panneau de couverture de 30mm d'épaisseur ce qui donne un poids de 12.5kg/m².

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales de l'âme (mm)						
		30	40	50	60	80	100	120
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)	0,50 - 0,63 - 0,75						
	Epaisseur parement intérieur (mm)	0,50 - 0,63						
	Largeur utile	1000 mm						
	Largeur hors tout	1080 mm						
	Longueur maximale hors tout	16000 mm						
	Débord en extrémité	50 - 100 - 150 - 200 - 300 mm						
PONDERALES (kg/m²)	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3	16,1

Tableau III.1 le poids propre e panneau correspondante à chaque épaisseur.

➤ **III .1.2.2. Détermination de la portée maximale**

Dans notre cas la charge du vent maximale sur la toiture $w = -97.81 \text{ daN/m}$ (dépression) On suppose que le panneau de couverture soit repose sur plusieurs appuis (pannes), à l'aide de tableau ci-dessus on déterminera la portée maximale entre les pannes :

TABEAU D'UTILISATION
Charges maximales admissibles en daN/m² en fonction des portées d'utilisation (pour épaisseurs de parements 0,50 - 0,50 mm)

	2 APPUIS							PORTÉE (m)	3 APPUIS							
	Epaisseurs nominales de l'âme								Epaisseurs nominales de l'âme							
	120	100	80	60	50	40	30		30	40	50	60	80	100	120	
PRESSION						330	270	2,00								PRESSION
DEPRESSION						240	240									DEPRESSION
PRESSION					280	260	210	2,25								PRESSION
DEPRESSION					220	220	220									DEPRESSION
PRESSION			290	290	230	200	150	2,50	240	275						PRESSION
DEPRESSION			220	190	190	190	190		190	190						DEPRESSION
PRESSION			260	260	215	170	140	2,75	195	225	260					PRESSION
DEPRESSION			205	170	170	170	170		170	170	170					DEPRESSION
PRESSION	220	220	220	220	185	140	115	3,00	165	190	225	250	250			PRESSION
DEPRESSION	190	190	190	155	155	155	155		155	155	155	155	190			DEPRESSION
PRESSION	195	195	195	195	155	120	100	3,25	140	165	190	220	220	220	220	PRESSION
DEPRESSION	175	175	175	140	140	140	140		140	140	140	140	175	175	175	DEPRESSION
PRESSION	170	170	170	170	130	100	75	3,50	120	140	165	200	200	200	200	PRESSION
DEPRESSION	160	160	160	130	130	130	130		130	130	130	130	160	160	160	DEPRESSION
PRESSION	150	150	150	150	110	85	70	3,75	105	125	145	180	180	180	180	PRESSION
DEPRESSION	150	150	150	115	115	115	115		115	115	115	115	150	150	150	DEPRESSION

Tableau III.2: fiche technique des panneaux sandwichs de couvertures.

D'après le tableau précédent on adopte pour une portée maximale entre les pannes de 3.75m.

⇒ On prend l'entraxe entre les pannes $e = 1.50 \text{ m}$.

➤ III.2. Calcul des pannes de couverture:

✓ Définition

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges Et surcharges s'appliquant sur cette dernière à la traverse ou bien à la ferme. 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.

Elles sont réalisées soit en profilés formés à chaud en (I), ou bien en (U), soit en profilés formés à froid en (Z), (U), (Σ) ou en treillis pour les portées supérieures à 6m.

Dans notre structure nous utiliserons des formé à chaud en (I).

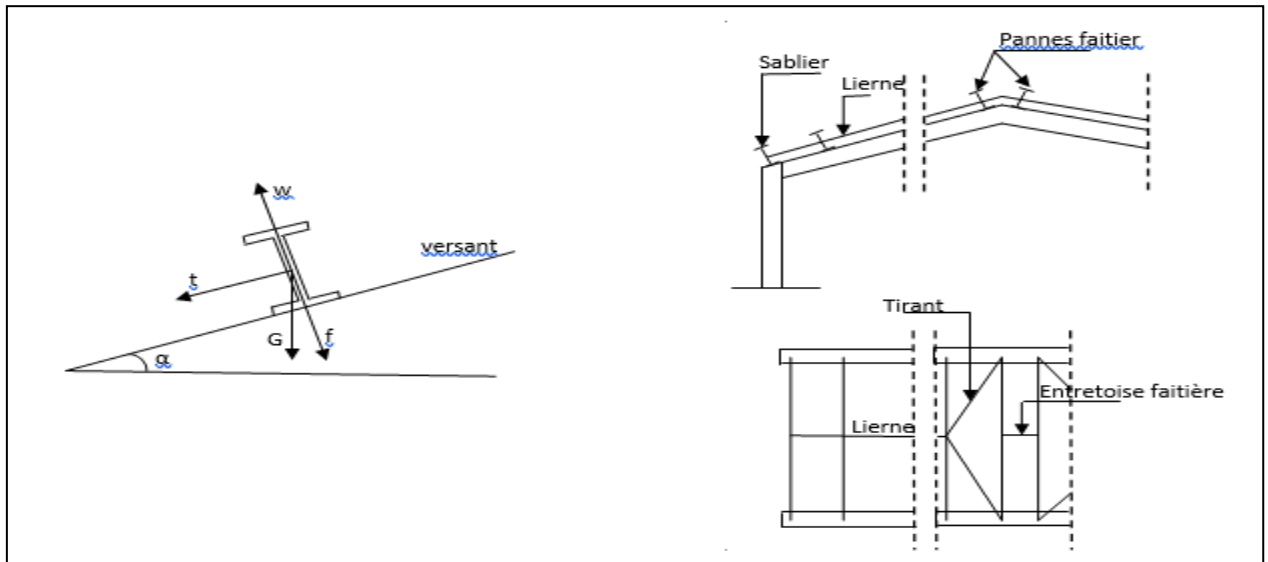


Figure III.2. Disposition de la panne

Espacement entre pannes

On étudie la panne la plus sollicitée qui est la panne intermédiaire de portée $L=6m$, incliné D'un angle $\alpha = 9.83^\circ$ et dans l'entraxe « e » égale à 1,50 m.

Calcul de l'espacement entre pannes

$$\cos 9.83^\circ = 12/x \Rightarrow x = 12,18m$$

On prend un espacement entre pannes de 1,50 m (7 fois) et au deux extrémité 0.75m.

- le profilé estimé comme panne est: IPE120
- Don il ya à 08 panne

➤ III.2.2. Détermination des sollicitations

➤ III.2.2.1. Evaluation des charges et surcharges

a) Les charges permanentes (G) :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs)..... 12.5Kg/m²
- Poids propre d'accessoire d'attache..... 1.5Kg/m²
- Poids propre de la panne estimé(IPE120)..... 10.4Kg/m

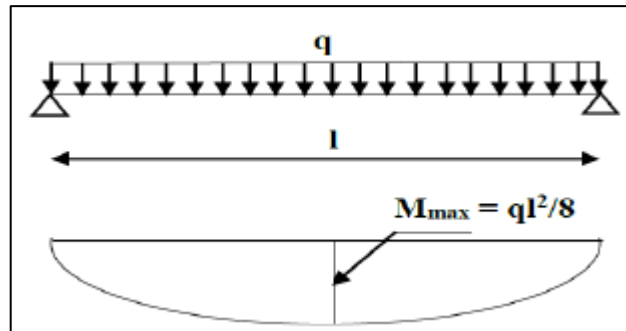


Figure III.3 Schéma statique de la panne sous la charge permanente.

$$G = (P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) * e + P_{\text{panne}}$$

e : espacement entre les pannes (e= 1,5m)

$$G = (12.5 + 1.5) * 1,5 + 10.4 = 31.4 \text{ Kg/m}$$

$$G = 0.314 \text{ KN/m.}$$

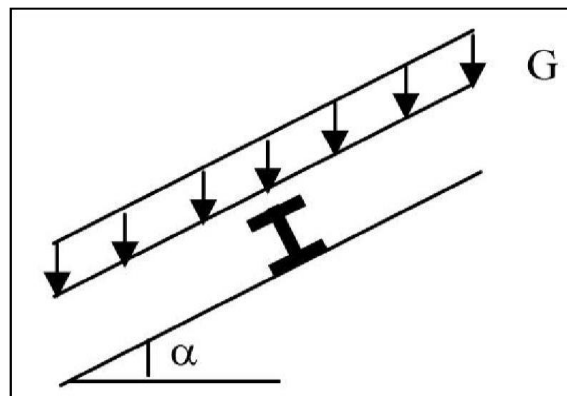


Figure III.4 Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

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. 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'.

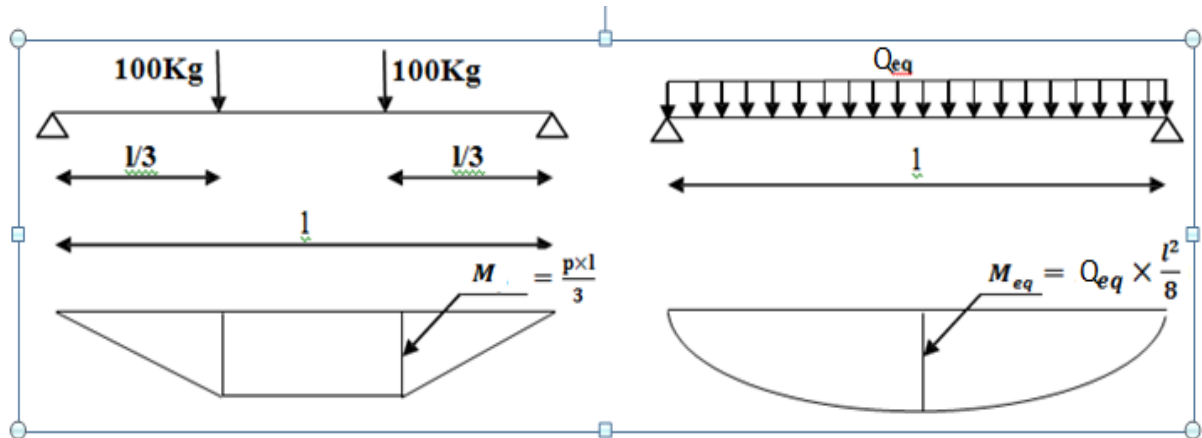


Figure III.5: Schéma statique de la poutre équivalente.

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

$$Q_{eq} = 44,44 \text{ Kg/m} \Rightarrow Q_{eq} = 0,444 \text{ KN/ml}$$

c) Surcharges climatiques :

- Surcharge du vent (W) :

$$W = -0.978 \times 1.5 = -1.467 \text{ KN/m (soulèvement).}$$

$$W = -1.467 \text{ KN/m.}$$

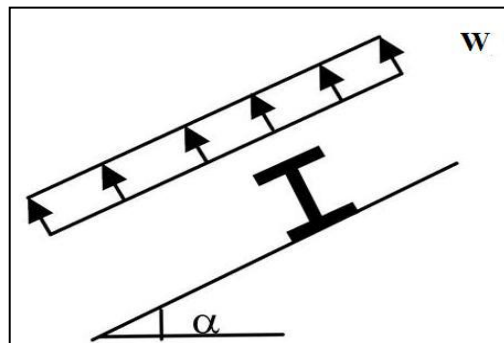


Figure III.6 Schéma statique de la surcharge climatique de vent

- **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.

$$\text{Charge de la neige sur la toiture } S = 0,349 \text{ KN/m}^2$$

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

$$S = 0,349 \times 1,50 \Rightarrow S = 0,524 \text{ KN/m.}$$

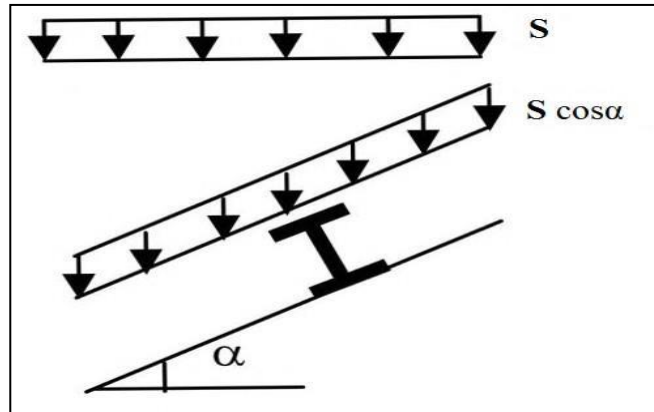


Figure III.7 Schéma statique de panne sous surcharge de la neige.

➤ **III .2.2.2 Les charges et surcharges appliquées**

$$G = 0.314 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 0.444 \text{ KN/m.}$$

$$W = -1.467 \text{ KN/m.}$$

$$S = 0,524 \text{ K N/m.}$$

● **Décomposition des charges :**

➤ **Suivant l'axe Z-Z :**

$$G_{zz} = G \cos \alpha = 0,309 \text{ KN/m.}$$

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

$$W_{zz} = W = -1,467 \text{ KN/m.}$$

$$S_{zz} = S \cos \alpha = 0,516 \text{ KN/m.}$$

➤ **Suivant l'axe Y-Y :**

$$G_{yy} = G \sin \alpha = 0,054 \text{ KN/m.}$$

$$Q_{yy} = Q \sin \alpha = 0,076 \text{ KN/m.}$$

$$W_{yy} = 0 \text{ KN/m.}$$

$$S_{yy} = S \sin \alpha = 0,089 \text{ KN/m}$$

➤ **III .2.2.3 Les combinaisons d'actions**

1) **ELU :**

➤ **Suivant l'axe z-z**

$$\text{Combe 1} = 1.35G_z + 1.5Q_z = 1.073 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combe 2} = 1.35G_z + 1.5S_z = 1.191 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combe 3} = G_z + 1.5W = -1.892 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combe 4} = G_z + 1.35W + S_z = -1.155 \text{ KN/ml}$$

➤ Suivant l'axe y-y

$$\text{Combe 1} = 1.35G_y + 1.5S_y = 0.206 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combe 2} = 1.35G_y + 1.5Q_y = 0.187 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combe 3} = 1.35G_y = 0.073 \text{ KN/ml}$$

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

sollicitée est:

$$q_{uz} = G_z + 1.5W = -1.892 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.35G_y + 1.5S_y = 0.206 \text{ KN/ml}$$

2) ELS:

• Suivant l'axe z-z :

$$\text{Combe 1} = G_z + Q_z = -0.746 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combe 2} = G_z + S_z = 0.825 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combe 3} = G_z + W = -1.158 \text{ KN/ml}$$

• Suivant l'axe y-y:

$$\text{Combe 1} = G_y + Q_y = 0.130 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combe 2} = G_y + S_y = 0.143 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Combe 3} = G_y + W = 0.054 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_{sz} = G_z + W = -1.158 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sy} = G_y + S_y = 0.143 \text{ KN/ml}$$

III .2.3 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 .2.3.1 Vérification à l'ELS (flèche)**

➤ **Vérification à l'ELS :**

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

$$I_y \geq \frac{5 \times q_z \times 200 \times l^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 1.158 \times 10^{-2} \times 200 \times 600^3}{384 \times 21000} = 310.178 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne $I_y \geq 310.178 \text{ cm}^4$ donc on opte 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.3 Caractéristiques de l'IPE 120

Profilé	h (mm)	b (mm)	Tw (mm)	tr (mm)	r (mm)	P (Kg/m)	d (mm)
IPE 120	120	64	4.4	6.3	7	10.4	93.4
	A(cm2)	I _y (cm4)	i _y (cm)	W _{ply} (cm3)	I _z (cm4)	W _{plz} (cm3)	i _z (cm)
	13.2	317.8	4.9	60.7	27.65	13.6	1.45

La combinaison les plus défavorables devient :

A L'ELU:

$$q_{uz} = -1.892 \text{ KN/m.}$$

$$q_{uy} = 0.206 \text{ KN/m.}$$

A L'ELS:

$$q_{sz} = -1.158 \text{ KN/m.}$$

$$q_{sy} = 0.143 \text{ KN/m.}$$

➤ **III.2.4 Dimensionnement des pannes**

➤ **III.2.4.1 Condition de la flèche :**

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

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

$$f_z = \frac{5 \times 1.158 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 317.8} = 2.928 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{600}{200} = 3$$

$$f_z = 2.928 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) **Suivant l'axe Y-Y :**

$$f_y = \frac{2.05 \times qy \times \frac{l^4}{2}}{384 \times E \times I_z} \leq \frac{l}{200} \quad \text{poutre sur 03 appuis}$$

$$f_y = \frac{2.05 \times 0.143 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 21000 \times 27.65} = 0.106 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = 0.106 \text{ cm} < f_{adm} = 1.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée pour les deux axes.

➤ **2.4.2 Condition de la résistance (ELU)**

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes :

a) **Vérification à la flexion déviée :**

D'après l'Euro Code 3, la résistance à la flexion bi axiale du profilé est vérifiée si la condition suivante est satisfaite :

$$\left(\frac{M_{Y,Sd}}{M_{PL,Y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Z,Sd}}{M_{PL,Z}} \right)^\beta \leq 1$$

Avec : $\alpha = 2, \dots\dots$ pour les profile en I. $\beta = 5n \geq 1, n = \frac{N}{N_{pl}} = 0 \Rightarrow \beta = 1$

Et : $M_{Sd} = \frac{q \times l^2}{8}$

Tel que :

➤ **Axe Z-Z :**

$$M_{ysd} = \frac{qz \times l^2}{8} = \frac{1.892 \times 6^2}{8} = 8.514 \text{ KN.m}$$

➤ Axe Y-Y :

$$M_{zsd} = \frac{qy \times l^2}{8} = \frac{0.206 \times 3^2}{8} = 0.232 \text{KN.m}$$

Et : $M_{pl} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$ on et pour le γ_{m0} on doit déterminer la classe du profile.

Détermination de la classe de profile : $F_y = 235 \text{MPa}$

• **Ame** : $d/t_w = \frac{93.4}{4.4} = 21.22 \leq 72\epsilon$

Et : $\epsilon = \sqrt{235/235} = 1 \Rightarrow \epsilon = 1$ Donc : \Rightarrow **Ame de classe 1**

• **Semelle** : $c/t_f = \frac{(64-4.4)/2}{6.3} = \frac{29.8}{6.3} = 4.730 \leq 9\epsilon$

Et : $\epsilon = \sqrt{235/235} = 1 \Rightarrow \epsilon = 1$ Donc : \Rightarrow **Semelle de classe 1**

Donc la section de classe 1 $\Rightarrow \gamma_{m0} = 1.1$

$$M_{plyrd} = w_{ply} \times f_y / \gamma_{m0} = 60.7 \times 23.5 \times 10^{-2} / 1.1 = 12,968 \text{KN.m}$$

$$M_{plzrd} = w_{plz} \times f_y / \gamma_{m0} = 13,6 \times 23.5 \times 10^{-2} / 1.1 = 2.905 \text{KN.m}$$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{8.514}{12.968} \right]^2 + \left[\frac{0.232}{2.905} \right]^1 = 0.511 < 1 \text{ Donc la flexion bi-axiale est vérifiée}$$

b) Vérification au cisaillement :

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$V_{zsd} \leq V_{pl,Rd} \dots\dots\dots [\text{EC .3 p158}]$$

$$V_{ysd} \leq V_{pl,Rd} \dots\dots\dots [\text{EC .3 p158}]$$

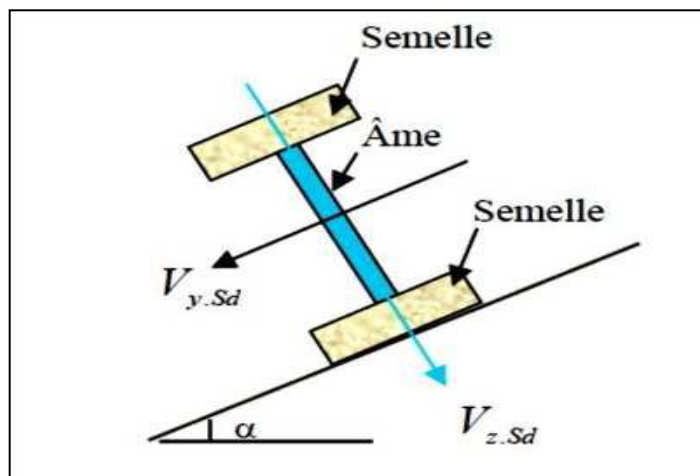


Figure III.8 Représentation de cisaillement de la panne

$$V_{zsd} = \frac{qz \times l}{2} = \frac{1.892 \times 6}{2} = 5.676 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = A_{vz} \times f_y / \sqrt{3} \times \gamma_{m0} = 6.3 \times 23.5 / \sqrt{3} \times 1.1 = 77.706 \text{ KN}$$

D'ou:

$$V_{zsd} = 5.676 \leq V_{pl,Rd} = 77.706 \text{ KN}$$

Et $V_{zsd} = 5.676 \leq 0.5 V_{pl,Rd} = 38.853 \text{ KN}$ c'est vérifié

$$V_{ysd} = \frac{qy \times l}{2} = \frac{0.206 \times 3}{2} = 0.309 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = A_{vy} \times f_y / \sqrt{3} \times \gamma_{m0} = 8.6 \times 23.5 / \sqrt{3} \times 1.1 = 106.075 \text{ KN}$$

D'ou:

$$V_{ysd} = 0.309 \leq V_{pl,Rd} = 130.744 \text{ KN}$$

Et $V_{ysd} = 0.309 \leq 0.5 V_{pl,Rd} = 53.037 \text{ KN}$ c'est vérifié

Donc la résistance des pannes au cisaillement est vérifiée.

C) Vérification au déversement

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture il n'y a donc pas de risque de déversement contrairement à la semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement et qui est quant à elle susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

On rappelle la combinaison de charge défavorable pour le risque de déversement. Il s'agit de la première combinaison dans laquelle le vent agit seul et risque de faire déverser la panne (fléchie vers le haut) et en comprimant la semelle inférieure au niveau de la mi-travée (voir la figure)

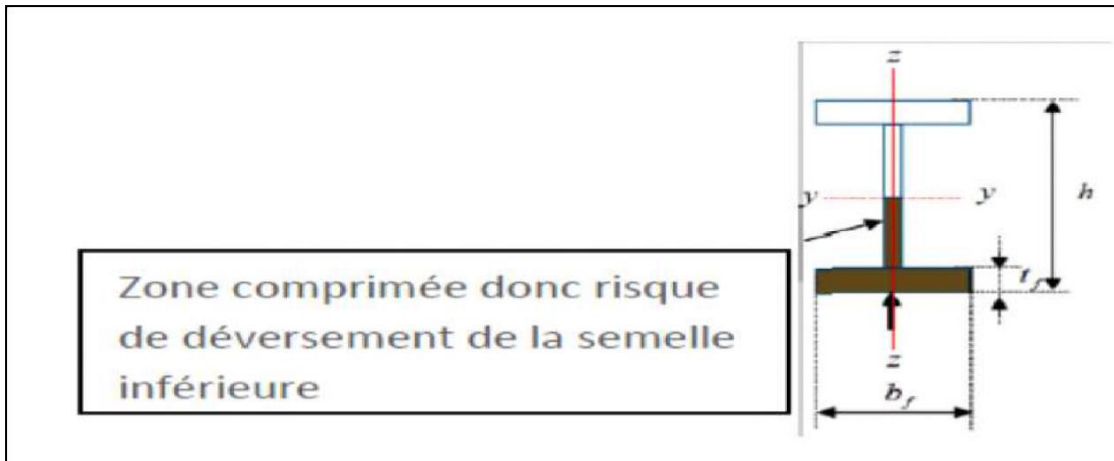


Figure III.9 Représentation de phénomène de déversement dans la semelle inférieure.

D'après l'Euro Code 3, la résistance au déversement du profilé est vérifiée si la condition suivante est Satisfaite :

$$M_{y,sd} \leq M_{b,Rd}$$

$$\text{Avec : } M_{b,Rd} = \frac{X_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\text{Pour le calcul de } X_{lt} \text{ on à la formule : } X_{lt} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2)^{0.5}}$$

$\beta_w = 1$: Pour les sections de classe (1) et (2)

$\beta_w = \frac{w_{ely}}{w_{ply}}$: Pour les sections de classe (3).

$\beta_w = \frac{w_{eff}}{w_{ply}}$: Pour les sections de classe (4).

$M_{b,Rd}$: Moment résistant au déversement.

$M_{b,sd}$: Moment sollicitant

X_{lt} : Coefficient de réduction pour le déversement.

On a : la classe de profile est de classe 01 $\Rightarrow \beta_w = 1$

Et : $\gamma_{M1} = 1.1$

Remarque : $M_{y,sd}$: sera calculer sous l'action de vent

$$M_{y,sd} = \frac{qz \times l^2}{8} = \frac{1.892 \times 6^2}{8} = 8.514 \text{ KN.m}$$

$\bar{\lambda}_{LT}$: C'est l'élanement de déversement $\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_W}$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 93.9\varepsilon$$

$$\text{et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = 1 \quad \text{Donc } \lambda_1 = 93.9$$

Pour les poutres à section constante et doublement symétrique on peut utiliser la formule approximative ci-après qui place en sécurité.

$$\text{Et } \lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{\sqrt{C_1} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad [\text{Annexe F EC03 partie 1-1}]$$

l : longueur de maintien latéral (distance entre la lierne et le portique = $L/2=3\text{m}$).

$$C_1 = 1.132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{300/1.45}{\sqrt{1.132} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/1.45}{12/0.63} \right)^2 \right]^{0.25}} = 119.986$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{119.986}{93.9} \cdot \sqrt{1} = 1.277$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.277 > 0,4$$

Il ya risque de déversement

$$X_{lt} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{lt}^{-2})^{0.5}} \quad \text{Mais } X_{lt} \leq 1$$

$$\text{Ou : } \phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

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

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (1.277 - 0.2) + 1.277^2] = 1.428$$

Le coefficient de réduction pour le déversement

$$X_{lt} = \frac{1}{1.428 + (1.428^2 - 1.277^2)^{0.5}} = 0.484$$

$$M_{bRd} = \frac{X_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.484 \times 1 \times 60.7 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.1} = 6.276 \text{ KN.m}$$

$$M_{ysd} = 8.514 \text{ KN.m} > M_{bRd} = 6.276 \text{ KN.m}$$

➡ **Donc** : la stabilité au déversement de la panne n'est pas vérifiée, on augmente le profile **IPE140 avec liernes**

On aura :

Profilé	h (mm)	b (mm)	T _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	P (Kg/m)	d (mm)
IPE 140	140	73	4.7	6.9	7	12.9	112.2
	A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{plz} (cm ³)	i _z (cm)
	16.4	541.2	5.74	83.3	44.90	19.2	1.65

Tableau III.4 Caractéristiques de l'IPE 140

$$\lambda_{LT} = \frac{300/1.65}{\sqrt{1.132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/1.65}{14/0.69} \right)^2 \right]^{0.25}} = 114.195$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{114.195}{93.9} \cdot \sqrt{1} = 1.216$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1,216 > 0,4$ il ya risque de déversement

$$X_{lt} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{lt}^{-2})^{0.5}} \quad \text{Mais } X_{lt} \leq 1$$

$$\text{Ou : } \phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

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

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (1.216 - 0.2) + 1.216^2] = 1.346$$

Le coefficient de réduction pour le déversement

$$X_{lt} = \frac{1}{1.346 + (1.346^2 - 1.216^2)^{0.5}} = 0.520$$

$$M_{bRd} = \frac{X_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.520 \times 1 \times 88.3 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.1} = 9.809 \text{ KN.m}$$

$$M_{ysd} = 8.401 \text{ KN.m} < M_{bRd} = 9.809 \text{ KN.m}$$

λ_{LT}	$\bar{\lambda}_{LT}$	ϕ_{LT}	X_{lt}	M_{bRd}	M_{ysd}
114.195	1.216	1.346	0.520	9.809	8.401

La stabilité au déversement de la panne est vérifiée on adopte un IPE 140.

➤ III.3. Les liernes :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

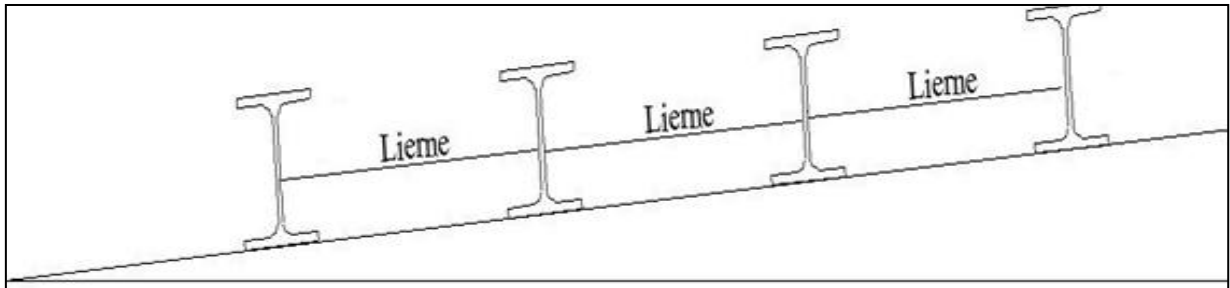


Figure III.10 Coupe transversale des liernes.

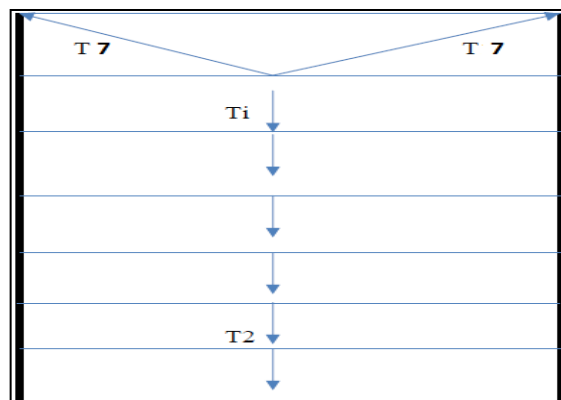


Figure III.11 efforts de traction dans les liernes

➤ III.3.1 Calcul de l'effort de traction dans la lierne la plus sollicitée.

Le poids propre de la panne de IPE 140 : $G = 12.9 \text{ Kg/ml}$

La combinaison de charge est la suivante :

$$q_{uy} = 1,35G_y + 1,5 S_y$$

$$G = [(12.5 + 1.5) \times 1,5] + 12.9 = 33.9 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 0.339 \text{ KN/ml}$$

$$G_z = 0.339 \cos 9.83^\circ = 0,334 \text{ KN/ml}$$

$$G_y = 0.339 \sin 9.83^\circ = 0,057 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.25 \times q_{uy} = 1.25 \times (1.35 \times G_y + 1.5 S_y) = 0.265 \text{ KN/ml}$$

$$l = L/2 = 3 \text{ m}$$

$$R = 0.265 \times 3 = 0.800 \text{ KN}$$

3.1.1 Efforts de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne sablière :

$$T1 = R/2 = 0.400 \text{ KN}$$

$$\cdot \text{ Effort dans le tronçon L2 : } T2 = T1 + R = 1.200 \text{ KN}$$

$$\cdot \text{ Effort dans le tronçon L3 : } T3 = T2 + R = 2.00 \text{ KN}$$

$$\cdot \text{ Effort dans le tronçon L4 : } T4 = T3 + R = 2.800 \text{ KN}$$

$$\cdot \text{ Effort dans le tronçon L5 : } T5 = T4 + R = 3.600 \text{ KN}$$

$$\text{ Effort dans le tronçon L6 : } T6 = T5 + R = 4.400 \text{ K}$$

$$\cdot \text{ Effort dans le tronçon L7 : } 2 T7 \sin \theta = T6$$

$$\text{ Avec } \alpha = \arctan \frac{1.5}{3} \quad \alpha = 26.57$$

$$T7 = T6 / 2 \sin 26.56^\circ$$

$$T7 = 4.919 \text{ KN}$$

III.3.2 Dimensionnement des liernes :

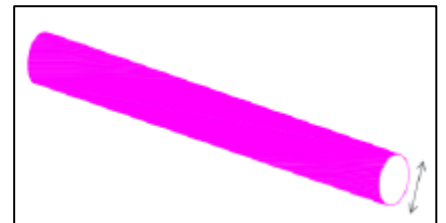
Le tronçon le plus sollicité si celui qui a l'effort max $N_{t,sd} = 4.919$. La condition de résistance plastique de la section brute impose que :

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

$$\text{ Avec : } N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{t,sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{4.919 \times 1.1}{23.5} = 0.230 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \frac{\pi \times \phi^2}{4} \quad \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.230}{3.14}} \rightarrow \phi \geq 0.542 \text{ cm}$$

Donc : on opte sur une tige d'un rond plein de ϕ_{12}

**➤ III.4. Calcul de l'échantignole :**

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux travers.

Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent),

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

$$2 (b/2) \leq t \leq 3 (b/2)$$

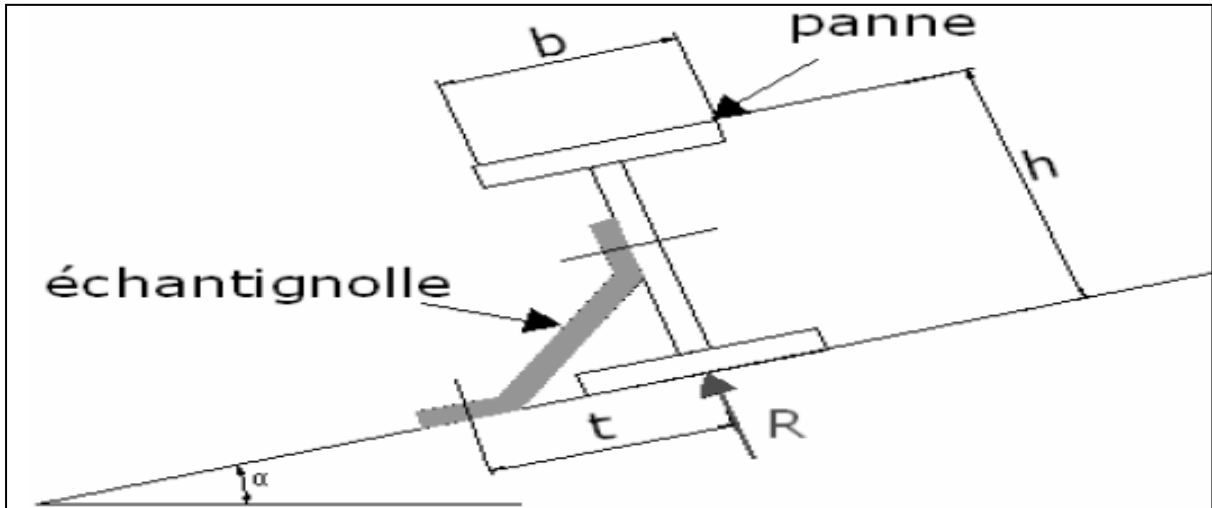


Figure III.12: Disposition d'un échantignolle sur une panne.

Les pannes sont des IPE 140 avec :

$$b = 7.3 \text{ cm et } h = 14 \text{ cm}$$

$7.3 \text{ cm} \leq t \leq 10.95 \text{ cm}$, on adopte $t = 9 \text{ cm}$.

Le principe de dimensionnement est de déterminer le moment de renversement dû au chargement surtout avec l'effort de vent de soulèvement.

La combinaison la plus défavorable :

a) Effort de soulèvement :

$$\triangleright G_Z - 1.5 W_Z$$

$$G = 0.339 \text{ KN/ml}$$

$$G_Z = G \cdot \cos \alpha = 0.379 \cos 9.83^\circ = 0.334 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uz} = G_Z + 1.5 W_Z = 0.334 + 1.5 \times -1.467 = -1.867 \text{ KN/m}$$

b) Effort suivant rampant :

$$\triangleright 1.35 G_y$$

$$G_y = G \cdot \sin \alpha = 0.379 \sin 9.83^\circ = 0.058 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uy} = 1.35 G_y = 1.35 \cdot 0.058 = 0.078 \text{ KN/m}$$

Echantignolle de rive :

$$R_z = q_{uz} \times \frac{l}{2} = 1.867 \times \frac{6}{2} = 5.601 \text{ KN}$$

$$R_y = q_{uy} \times \frac{l}{2} = 0.078 \times \frac{6}{2} = 0.234 \text{ KN}$$

Echantignolle intermédiaire :

$$R_z = 2 \times 5.601 = 11.202 \text{ KN}$$

$$R_y = 2 \times 0.234 = 0.468 \text{ KN}$$

Calcul du moment de renversement

L'effort R risque de provoquer le pliage de l'échantignolle. Pour prévenir ce risque, il faut vérifier que le moment de renversement M_r ne dépasse pas le moment de pliage

$$\Leftrightarrow M_{sd} \leq M_{el Rd}$$

$$M_r = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2} = 11.202 \times 9 + 0.468 \times \frac{14}{2} = 104.094 \text{ KN.cm}$$

$$\text{Donc } M_r = 1.04 \text{ KN.m}$$

• Dimensionnement de l'échantignolle :

$$M_{sd} = M_r \leq \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow W_{el} \geq \frac{M_r \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$W_{el} = \frac{1.04 \times 1.1 \times 10^2}{23.5} = 4.868 \text{ cm}^3$$

$$\text{Pour une section rectangulaire : } W_{el} = \frac{b \times e^2}{6}$$

Remarque : la largeur de l'échantignolle (b) est prise après avoir dimensionné la traverse.

On prend $b = 18 \text{ cm}$

$$e = \sqrt{\frac{4.868 \times 6}{18}} = 1.273 \text{ cm}$$

Donc : on adopte une échantignolle de 14 mm d'épaisseur.

- **III.5 Calcul des lisses de bardage**
- **III .5.1 Panneaux bardage**

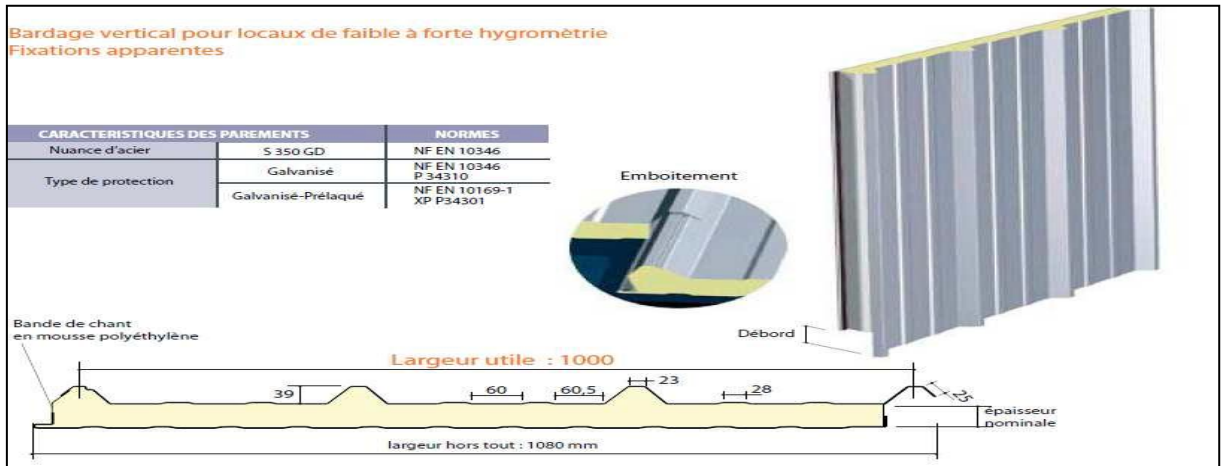


Figure III.13 détail de panneau sandwich (bardage).

III .5.1.1 Détermination de poids propre de bardage

D’après ce tableau ci-dessous on fait choisit un panneau de bardage de 30mm d’épaisseur ce qui donne un poids de 12.5kg/m².

Tableau III.5 le poids propre de panneau correspondante à chaque épaisseur

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales de l'âme (mm)						
		30	40	50	60	80	100	120
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)	0,50 - 0,63 - 0,75						
	Epaisseur parement intérieur (mm)	0,50 - 0,63						
	Largeur utile	1000 mm						
	Largeur hors tout	1080 mm						
	Longueur maximale hors tout	16000 mm						
	Débord en extrémité	50 - 100 - 200 - 300 mm						
PONDERALES (kg/m ²)	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3	16,1

- **III .5.1.2 Détermination de la portée maximale pour le bardage**

Dans notre cas la charge du vent maximale sur les parois verticales $W = 0.667 \text{ KN/m}^2$.

On suppose que le panneau de bardage repose sur plusieurs appuis (lisses), à l’aide de tableau ci-dessous on déterminera la portée maximale entre les lisses :

Tableau III.6 le poids propre panneau correspondante à chaque épaisseur

2 APPUIS								PORTÉE (m)	3 APPUIS							
Epaisseurs nominales de l'âme									Epaisseurs nominales de l'âme							
120	100	80	60	50	40	30	30		40	50	60	80	100	120		
PRESSION				141	119	101	3,00	149							PRESSION	
DEPRESSION				156	142	128		96	109	132	148					DEPRESSION
PRESSION				142	123	103	3,20	130	150	160					PRESSION	
DEPRESSION			151	139	124	109		84	97	119	133	148				DEPRESSION
PRESSION			145	127	109	90	3,40	115	132	153	160				PRESSION	
DEPRESSION	158	158	133	124	109	94		74	86	107	120	132	127			DEPRESSION
PRESSION	148	148	131	114	97	79	3,60	102	117	137	157	160			PRESSION	
DEPRESSION	135	135	120	111	96	81		66	78	97	108	119	121	123	123	DEPRESSION
PRESSION	134	134	119	103	87	70	3,80	91	104	123	142	160	160	160	PRESSION	
DEPRESSION	131	131	109	99	85	71		59	72	88	98	108	115	122	122	DEPRESSION

$W = 66.7 \text{ daN/m}^2$ Cette valeur elle est vérifiée pour une charge utile 91 daN/m^2 ce qui correspond à entraxe maximal de 380cm avec une épaisseur de 30mm ; cas de panneau repose sur plusieurs appuis. \Rightarrow On prend l'entraxe entre les lisses $e = 1.5 \text{ m}$.

III.5.2 Définition

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPE) ou de profils minces pliés. Etant disposées horizontalement, elles sont portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires. L'entre axe des lisse est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

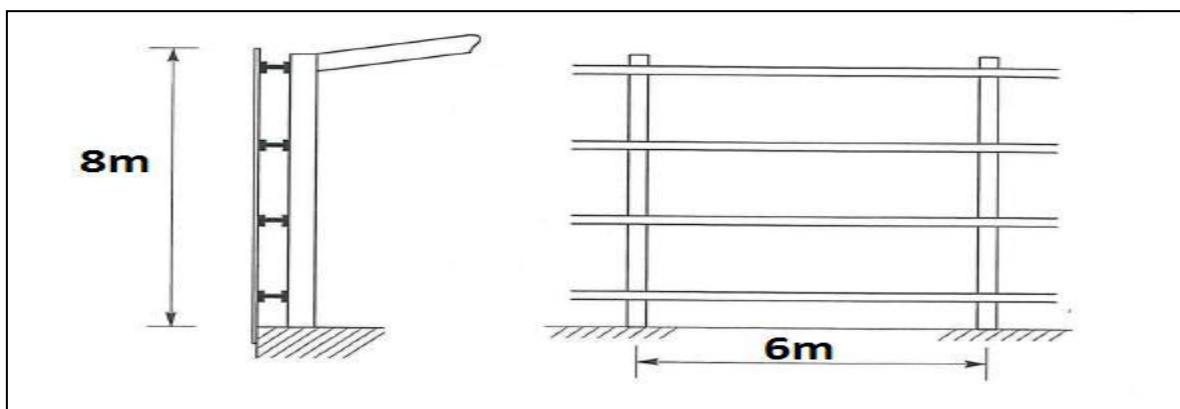


Figure III.14: Disposition d'une lisse de bardage sur un potelet.

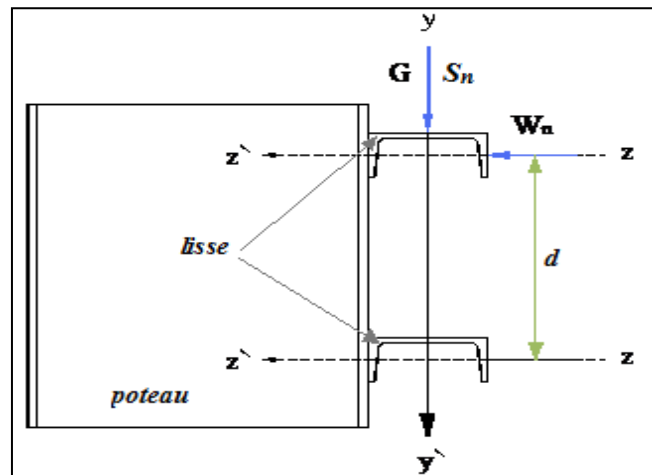


Figure III.15 Disposition de la lisse sur le poteau.

➤ III.5.3 Données de calcul

- Chaque lisse repose sur 2 appuis.
- Le porté entre axes des lisses $e=1.5\text{m}$ (espace entre 2 lisse).
- On dispose de 5 lignes de lisses sur chaque paroi.
- Distance de les lisses = 6 m

➤ III.5. 4 Détermination des charges et surcharges

a) les charges permanentes

- Poids propre de bardage (panneaux sandwichs)..... 12.5 Kg /m²
- Poids propre d'accessoires d'attaches1.5 Kg/m²
- Poids propre de la lisse estimé (UPN 120).....13.3Kg/m²

$$G=[(P_{\text{bardage}} + P_{\text{accessoire}}) \times e] + P_{\text{lisse}}$$

e : espacement entre les lisse $e= 1.5 \text{ m}$

$$G=(12.5+1.5)*1.5+13.3=34.3 \text{ Kg /ml}$$

$$G = 0.343 \text{ KN/ml}$$

c) La surcharges climatique du au vent

On calcul les lisse de bardages avec la valeur obtenue : $W=0.667\text{KN/m}^2$ (voir chapitre II)

D'où : $W= 0.667 \times e = 0.667 \times 1.5 = 1.0005 \text{ KN/ml}$

$$W= 1.0005\text{KN/ml.}$$

1) Charges appliquées à l'ELU :

$$q_{uy} = (1.35G) = 0.463 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uz} = (1.5W) = 1.500 \text{ KN/ml}$$

2) Charges appliquées à l'ELS :

$$q_{sy} = 0.343 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sz} = 1.0005 \text{ KN/ml}$$

➤ **III.5.5 Pré dimensionnement**

La vérification à l'état limite 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):

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{1}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_z \times 200 \times l^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_z \times 200 \times l^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 1.0005 \times 10^{-2} \times 200 \times 600^3}{384 \times 21000} = 267.991 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne $I_y \geq 267.991 \text{ cm}^4$ Donc on adopte un UPN 120

Ses caractéristiques sont :

Tableau III.7 Caractéristiques de l'UPN120

Profilé	h(mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	P (Kg/m)	d (mm)
UPN 120	120	55	7	9	9	13.3	82
	A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{plz} (cm ³)	i _z (cm)
	17	364	4.6	72.6	43.2	21.2	1.59

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

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{1}{200}$$

$$f_z = \frac{5 \times 1.0005 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 364} = 2.209 \text{ cm} \leq f_{adm} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = 2.209 \text{ cm} \leq f_{adm} = 3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

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

$$f_y = \frac{5 \times 0.343 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 43.2} = 6.380 \text{ cm} > f_{adm} = \frac{600}{200} = 3$$

$f_y = 6.380 \text{ cm} > f_{adm} = 3 \text{ cm}$ Condition non vérifiée

Donc la flèche étant trop fort suivant l'axe Y, il faut disposer des suspentes (tirants), pour créer un appui intermédiaire.

Donc ce cas, la poutre fonctionne en continuité sur trois appuis verticalement, et la flèche est notablement réduite à:

$$f_y = \frac{2.05 \times q_y \times \frac{l^4}{2}}{384 \times E \times I_z} \leq \frac{l}{200}$$

$$f_y = \frac{2.05 \times 0.343 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 21000 \times 43.2} = 0.163 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$f_y = 0.163 \text{ cm} < f_{adm} = 1.5 \text{ cm}$ Condition vérifiée

➤ **III.5.6 Condition de la résistance (ELU):**

Dans la condition de résistance à l'ELU il faut faire les vérifications suivantes

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : [EC.3 p163]

a) Vérification à la flexion bi-axiale:

$$\left(\frac{M_{Y,Sd}}{M_{PL,Y}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Z,Sd}}{M_{PL,Z}} \right)^\beta \leq 1$$

Avec : $\alpha = 2$, $\beta = 5n \geq 1$, $\beta = 1$ pour les sections de classe 1

Et : $M_{Sd} = \frac{q \times l^2}{8}$

Tel que :

➤ **Axe Z-Z :**

$$M_{y_{sd}} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{1.500 \times 6^2}{8} = 6.750 \text{ KN.m}$$

➤ Axe Y-Y :

$$M_{zsd} = \frac{qy \times l^2}{8} = \frac{0.463 \times 3^2}{8} = 0.521 \text{KN.m}$$

Et : $M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$ on et pour le γ_{m0} on doit déterminer la classe du profile.

Détermination de la classe de profile : $F_y = 235 \text{MPa}$

• **Ame** : $d/t_w = \frac{82}{7} = 11.71 \leq 72\epsilon$

Et : $\epsilon = \sqrt{235/235} = 1 \Rightarrow \epsilon = 1$ Donc : \Rightarrow Ame de classe 1

• **Semelle** : $c/t_f = \frac{(55-7-9)}{t_f} = \frac{39}{9} = 4.333 \leq 9\epsilon$

Et : $\epsilon = \sqrt{235/235} = 1 \Rightarrow \epsilon = 1$ Donc : \Rightarrow Semelle de classe 1

Donc la section de classe 1 $\Rightarrow \gamma_{m0} = 1.1$

$$M_{Plyrd} = W_{Ply} \times f_y / \gamma_{m0} = 72.6 \times 23.5 \times 10^{-2} / 1.1 = 15.51 \text{KN.m}$$

$$M_{Plzrd} = W_{Plz} \times f_y / \gamma_{m0} = 21.2 \times 23.5 \times 10^{-2} / 1.1 = 4,529 \text{KN.m}$$

Et la condition sera :

$$\left[\frac{6.750}{15.51}\right]^2 + \left[\frac{0.521}{4.529}\right]^1 = 0.304 < 1 \text{ Donc la flexion bi-axiale est vérifiée}$$

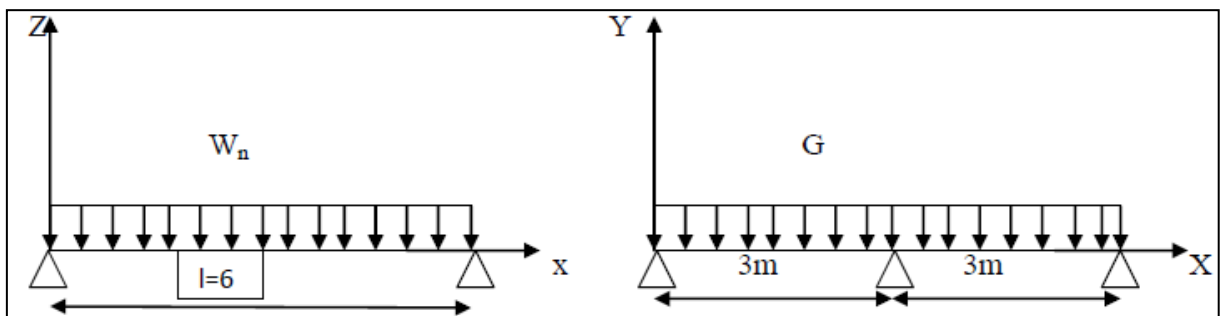


Figure III.16: Répartition des charges sur les lisses

b) Vérification au cisaillement :

Pour la vérification au cisaillement on utilise la condition suivante :

$$v_{z,sd} \leq v_{pl,z,rd} \dots\dots\dots[\text{EC .3 p158}]$$

$$v_{y,sd} \leq v_{pl,y,rd} \dots\dots\dots[\text{EC .3 p158}]$$

$$v_{z,sd} = \frac{qz \times l}{2} = \frac{1.500 \times 6}{2} = 4.5 \text{ KN}$$

$$v_{pl,z,rd} = A_{Vz} \times f_y / \sqrt{3} \times \gamma_{m0} = 8.8 \times 23.5 / \sqrt{3} \times 1.1 = 108.542 \text{ KN}$$

D'où:

$$v_{z,sd} = 4.5 \leq v_{pl,z,rd} = 108.542 \text{ KN}$$

Et $v_{z,sd} = 4.5 \leq 0.5 v_{pl,z,rd} = 54.271 \text{ KN}$ c'est vérifié

$$v_{y,sd} = \frac{qy \times l}{2} = \frac{0.463 \times 6}{2} = 1.389 \text{ KN}$$

$$v_{pl,y,rd} = A_{Vy} \times f_y / \sqrt{3} \times \gamma_{m0} = 8.2 \times 23.5 / \sqrt{3} \times 1 = 101.141 \text{ KN}$$

D'où:

$$v_{y,sd} = 1.389 \leq v_{pl,y,rd} = 101.141 \text{ KN}$$

Et $v_{y,sd} = 1.389 \leq 0.5 v_{pl,y,rd} = 50.570 \text{ KN}$ c'est vérifié

Donc la résistance des lisses au cisaillement est vérifiée.

c) Vérification au déversement :

- Calcul de l'élancement réduit :

$$\text{Et } \lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C_1} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} \quad [\text{Annexe F EC03 partie 1-1}]$$

Dans le cas des poutres soumis au moment d'extrémités

$$C_1 = 1.88 - 1.40\psi + 0.52\psi^2 \leq 2.7$$

$$\psi = \frac{Ma}{Mb} = 0 \text{ Donc } C_1 = 1.88$$

$L = 600 \text{ cm}$: longueur libre entre appuis latéraux

$$l/2 = 300 \text{ cm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{300/1.59}{\sqrt{1.88} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/1.59}{12/0.9} \right)^2 \right]^{0.25}} = 75.53$$

$$M_{y,sd} = \frac{qz \times l^2}{8} = \frac{1.500 \times 6^2}{8} = 6.750 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 93.9 \varepsilon$$

$$\text{et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = 1 \quad \text{Donc } \lambda_1 = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{75.53}{93.9} \cdot \sqrt{1} = 0.804$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.804 > 0,4 \quad \text{il ya risque de déversement}$$

$$X_{lt} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \lambda_{lt}^{-2})^{0.5}} \quad \text{Mais } X_{lt} \leq 1$$

$$\text{Ou : } \phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

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


$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (0.804 - 0.2) + 0.804^2] = 0.887$$

Le coefficient de réduction pour le déversement

$$X_{lt} = \frac{1}{0.887 + (0.887^2 - 0.804^2)^{0.5}} = 0.792$$

$$M_{bRd} = \frac{X_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.792 \times 1 \times 72.6 \times 23.5 \times 10^{-2}}{1.1} = 12.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{ysd} = 6.750 \text{ KN.m} < M_{bRd} = 12.29 \text{ KN.m}$$

 **Donc** : la stabilité au déversement de profilé UPN 120 est vérifiée,

UPN 120 avec liernes

λ_{LT}	$\bar{\lambda}_{LT}$	ϕ_{LT}	X_{lt}	M_{bRd}	M_{ysd}
75.53	0.804	0.887	0.79	12.29	6.750

➤ III.6 Calcul des suspentes:

Les suspentes sont des tirants qui fonctionnent en traction, Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières, leurs rôle principale est d'éviter la déformation latérale des lisses.

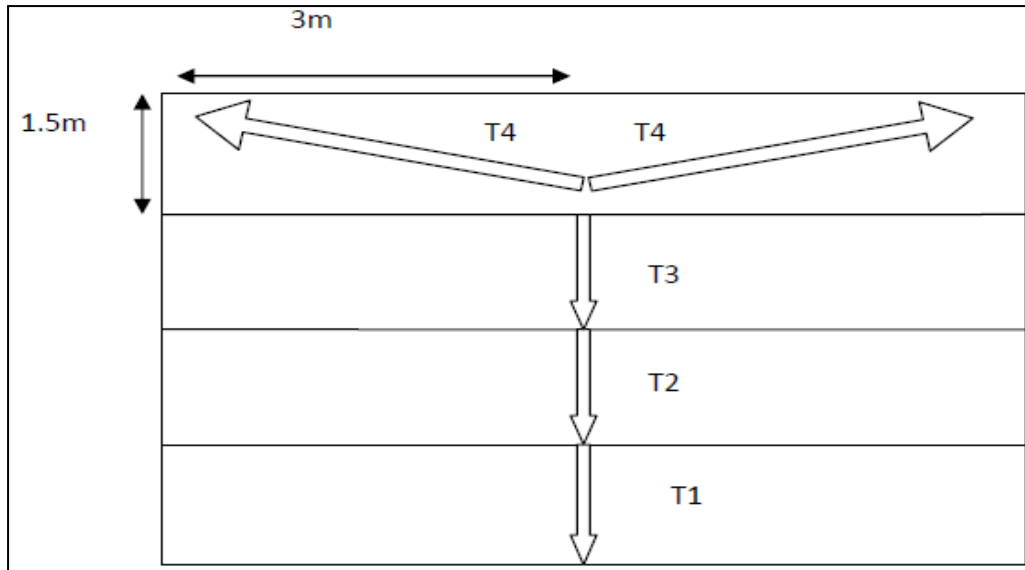


Figure III.17 les efforts dans les lisses

Calcul de l'effort de traction dans la suspente la plus sollicitée.

$$q_{uy} = 1.25 \times q_{uy} = 1.25 \times (1.35 \times G) = 0.579 \text{ KN/ml}$$

$$l = L/2 = 3\text{m}$$

$$R = 0.579 \times 3 = 1.737 \text{ KN}$$

➤ **III.6 .1 Efforts de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la lisse sablière :**

$$T1 = R/2 = 0.869 \text{ KN}$$

- Effort dans le tronçon L2 : $T2 = T1 + R = 2.606 \text{ KN}$
- Effort dans le tronçon L3 : $T3 = T2 + R = 4.343 \text{ KN}$
- Effort dans le tronçon L4 : $2 T4 \sin \theta = T3$

$$\text{Avec } \alpha = \arctan \frac{1.5}{3} \quad \alpha = 26.57$$

$$T4 = T3 / 2 \sin 26.56^\circ \quad T4 = 4.856 \text{ KN}$$

➤ **III.6 .2 Dimensionnement des liernes :**

Le tronçon le plus sollicité si celui qui a l'effort max $N_{tsd} = 4.856$. La condition de résistance plastique de la section brute impose que :

$$N_{tsd} \leq N_{pl}$$

$$\text{Avec : } N_{pl} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{4.856 \times 1.1}{23.5} = 0.227 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \frac{\pi \times \phi^2}{4} \quad \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.227}{3.14}} \rightarrow \phi \geq 0.538 \text{ cm}$$

Donc : on opte sur une tige d'un rond plein de ϕ_{12}

III. 7. Calcul des potelets :

Introduction:

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier la clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent, leur caractéristique varie en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction. Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

On a :

- Chaque pignon possède 03 potelets
- Les potelets sont en acier S235
- Chargement uniforme suivant les deux axes.
- Les potelets sont articulés en tête et en pied.
- poids propre d'une lisse: $G = 0.133 \text{ KN/m}$.
- poids du bardage : 0.125 KN/m^2 .
- Poids propre de potelets : $G = ? \text{ KN/m}$

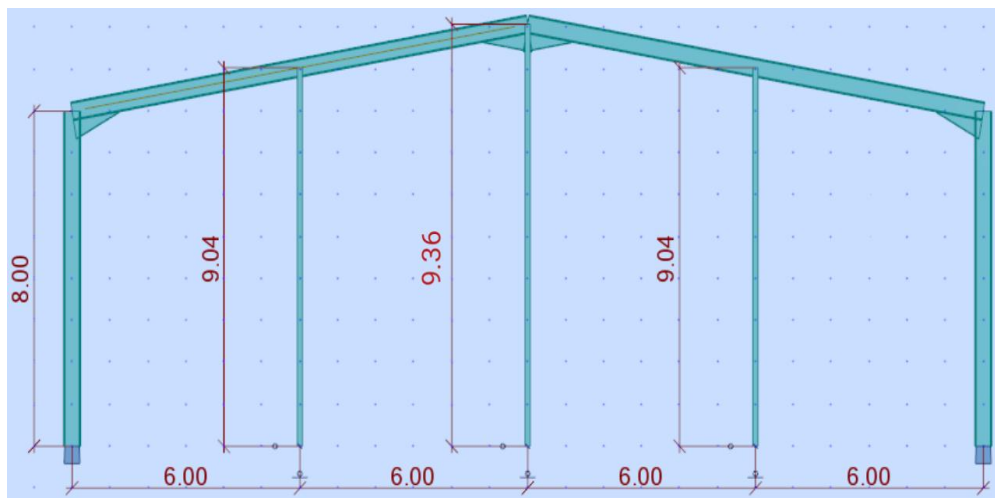


Figure III.18 Les potelets

➤ **7.1. Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé :**

A/ Charges permanentes G :

Poids du bardage.....12.5Kg/m²

Poids propre de la lisse (UPN 120).....13.3Kg/ml

Poids propre d'accessoire d'attaches.....1.5Kg/m²

L'entraxe des potelets est d'e=6 m

G= poids propre du potelet + poids propre des lisses + poids propre du bardage

H= hauteur du potelet

B/ Surcharge climatique W : (horizontale suivant le plan de l'âme)

La charge du vent la plus défavorable sur le pignon est :

$$W= 650.151 \text{ N/m}^2$$

$$V=0.650 \times 6 = 3.90 \text{ KN/ml}$$

Avec 6 m : l'entre axe des potelets

➤ **6.2. Le pré dimensionnement du potelet :**

Sous la condition de flèche

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

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

$$V=3.90 \text{ KN /ml}$$

$$f_z = \frac{5 \times V \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{200} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times V \times 200 \times l^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times V \times 200 \times l^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 3.90 \times 10^{-2} \times 200 \times 1008^3}{384 \times 21000} = 4953.312 \text{ cm}^4$$

Ce que nous donne $I_y \geq 4953.312 \text{ cm}^4$ donc **on opte pour un IPE270**

✚ Caractéristiques du profilé IPE 270

Tableau III.8 Caractéristiques du profilé IPE 270.

Profilé	h(mm)	b (mm)	Tw (mm)	tf (mm)	r (mm)	P (Kg/m)	d (mm)
IPE	270	135	6.6	10.2	15	36.1	219.6
270	A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{plz} (cm ³)	i _z (cm)
	45.9	5789.8	11.23	484.0	419.77	97.0	3.02

➤ 7.2 Vérification de la section à la résistance :

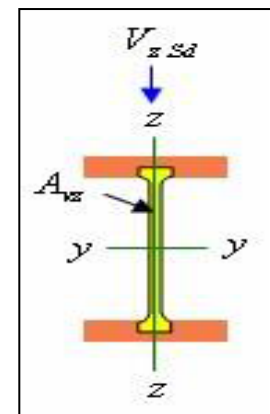
Si : $V_{sd} \leq 0.5V_{pl,Rd}$. → Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

$$Q_{zsd} = 1.5V = 1.5 \times 390 = 585 \text{ daN/ml}$$

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} \times l}{2} = \frac{585 \times 10.08}{2} = 2948.4 \text{ daN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_w f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = \frac{22.1(2350/\sqrt{3})}{1.1} = 27258.81 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{zsd}}{V_{plz,Rd}} = \frac{2948.4}{27258.81} = 0.108 < 0.5$$



→ L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

➤ 7.3 Incidence de l'effort normal :

Si $N_{sd} \leq \min(0.25N_{pl,Rd}, 0.5A_w f_y / \gamma_{M1})$: Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 1.35G$$

Avec :

Poids lisse : $13.3 \times 6 \times 5 = 399 \text{ daN}$

Poids bardage : $(12.5 + 1.5) \times 10,08 \times 6 = 846.72 \text{ daN}$

Poids potelet : $36.1 \times 10,08 = 363.888 \text{ daN}$

$G = 399 + 846.72 + 363.88 = 1609.608 \text{ daN}$

Donc :

$N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 1609.608 = 2172.971 \text{ daN}$

$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{45.9 \times 2350}{1.1} = 98059.09 \text{ daN}$

$0.25 N_{pl,Rd} = 0.25 \times 98059.09 = 24514.772 \text{ daN}$

$A_w = A - 2b \times t_f = 45.9 - 2 \times 13.5 \times 1.02 = 18.36 \text{ cm}^2$

$0.5 \times A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0.5 \times 18.36 \times \frac{2350}{1.1} = 19611.818 \text{ daN}$

$N_{sd} = 2172.971 \text{ daN} \leq \min(24514.772, 19611.818) = 19611.818 \text{ daN}$

→ L'incidence de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligée.

Classification de la section

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$$

Semelle comprimée : $\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{135/2}{10.2} = 6.61 < 10\varepsilon$ Semelle de classe 1.

Ame flexion composée : $\frac{d}{t_w} = \frac{219.6}{6.6} = 33 < 72 \text{ ou } 33\varepsilon$ Ame de classe 1

Profilé de classe 1.

la section est e classe 1 $\gamma_{M0} = 1.1$

$M_{crd} = M_{plyrd} = W_{ply} f_y / \gamma_{M0} = 484.0 \times 2350 \times 10^{-2} / 1.1 = 10340 \text{ daN.m}$

$M_{y,sd} = \frac{Q_{zsd} \times l^2}{8} = \frac{585 \times 10.08^2}{8} = 7429.968 \text{ daN.m}$

$M_{y,sd} = 7429.968 \text{ daN.m} < M_{plyrd} = 10340 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{Ok}$

➤ **III.7.4 Vérification de l'élément aux instabilités :**

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, aux poids des bacs de bardage et des lisses). En aucun cas, il ne supporte la toiture (il est assujéti au portique par appui glissant). Il travaille à la flexion composée.

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{ysd}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0$$

Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_Z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{ysd}}{X_{LT} \cdot M_{pl,Rd}} \leq 1.0$$

➤ **Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement X_{min} :**

$$X_{min} = \min (X_Y; X_Z)$$

1- Flambement par rapport à l'axe fort y-y (dans le plan du portique) :

$$X_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}}$$

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

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \cdot [\beta_A]^{0.5} \quad \beta_A = 1 \text{ Pour les sections de classes 1, 2, 3.}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right)$$

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y}\right)^{0.5} = \pi \left(\frac{21000}{23.5}\right)^{0.5} = 93.9 : \text{élancement Eulérien}$$

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_y = \left(\frac{l_y}{i_y}\right) = \left(\frac{1008}{11.23}\right) = 89.76$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \cdot [\beta_A]^{0.5} = \left(\frac{89.76}{93.9}\right) \cdot [1]^{0.5} = 0.955$$

Courbe de flambement : (voir tableau 1) $h/b = 270/135 = 2.0 > 1.2$, $t_f = 10.2 \leq 40 \text{ mm}$

Axe de flambement y - y → courbe de flambement a ; $\alpha_y = 0.21$ (tableau 3)

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.21(0.955 - 0.2) + 0.955^2] = 1.035$$

$$X_y = \frac{1}{1.035 + (1.035^2 - 0.955^2)^{0.5}} = 0.697$$

2- Flambement par rapport à l'axe fort z-z (hors du plan du portique)

$$X_z = \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)^{0.5}}$$

$$\text{Ou : } \phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \cdot [\beta_A]^{0.5} \quad \beta_A = 1 \text{ Pour les sections de classes 1, 2, 3.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right)$$

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y}\right)^{0.5} = \pi \cdot \left(\frac{21000}{23.5}\right)^{0.5} = 93.9 : \text{élancement Eulérien}$$

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Eurocode 3.

$$\lambda_z = \left(\frac{l_z}{i_z}\right) = \left(\frac{150}{3.02}\right) = 49.67 \quad (l_z = 1.5\text{m entre axe des lisse})$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \cdot [\beta_A]^{0.5} = \left(\frac{49.67}{93.9}\right) \cdot [1]^{0.5} = 0.529$$

Courbe de flambement : (voir tableau 1) $h/b = 270/135 = 2.0 > 1.2$, $t_f = 10.2 \leq 40\text{mm}$

Axe de flambement Z- Z \rightarrow courbe de flambement a ; $\alpha_z = 0.34$ (tableau 3)

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.34(0.529 - 0.2) + 0.529^2] = 0.696$$

$$X_z = \frac{1}{0.696 + (0.696^2 - 0.529^2)^{0.5}} = 0.871$$

$$X_{min} = \text{Min}(X_y; X_z) = \min(0.697; 0.871) = 0.697$$

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement λ_{LT} :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right) \cdot [\beta_A]^{0.5} \quad \text{Avec } \lambda_1 = 93.9$$

λ_{LT} : Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement

Pour les profilés laminés en I ou H

$$\lambda_{LT} = \frac{1/i_z}{\sqrt{C_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{150/3.02}{\sqrt{1.132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{150/3.02}{27/1.02} \right)^2 \right]^{0.25}} = 44.829$$

$$\text{Donc } \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \cdot [\beta_A]^{0.5} = \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{44.829}{93.9} \right) \cdot 1 = 0.477 > 0.4$$

Il y a risque de déversement

$$\text{Ou : } \phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_L - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0.21$ Pour les profilés laminés.

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (0.477 - 0.2) + 0.477^2] = 0.643$$

$$\phi_{LT} = 0.643$$

Le coefficient de réduction pour le déversement : $X_{LT} = \frac{1}{0.643 + (0.643^2 - 0.477^2)^{0.5}}$

$$X_{LT} = 0.926 \leq 1.0$$

Calcul des coefficients K :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}} \right) = 0955(2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{484 - 428.9}{428.9} \right) = -1.208$$

Avec $\mu_y \leq 0.9$

$$K_y = 1 - \left(\frac{\mu_y}{x_y} \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \right) = 1 - \left(\frac{-1.208}{0.697} \cdot \frac{2172.971}{45.9 \cdot 2350} \right) = 1.034$$

β_{My} est un facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1.3$ (Tableau 4)

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.529 \times 1.3 - 0.15 = -0.047 < 0.9.$$

$$K_{LT} = 1 - \left(\frac{\mu_{LT}}{x_z} \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \right) = 1 - \left(\frac{-0.047}{0.871} \cdot \frac{2172.971}{45.9 \cdot 2350} \right) = 1.001$$

β_{MLT} : Est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{MLT} = 1.3$ (Tableau 4)

$$N_{sd} = 2172.971 \text{ daN}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{585 \times 10.08^2}{8} = 7429.968 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{45.9 \times 2350}{1.1} = 98059.09 \text{ daN}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{484 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 10340 \text{ daN}$$

a) Vérification au flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{ysd}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{2172.971}{0.697 \times 98059.09} + \frac{1.034 \cdot 7429.968}{10340} = 0.775 \leq 1.0 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b) Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{ysd}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{2172.971}{0.871 \times 98059.09} + \frac{1.001 \times 7429.968}{0.926 \times 10340} = 0.802 \leq 1.0 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Conclusion : L'IPE 270 convient comme potelet.

➤ **III.8 Etude et dimensionnement de système de contreventement**

➤ **8.1 Introduction:**

Les contreventements sont des éléments qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales telles que le vent, le freinage des ponts roulants, l'action sismique...etc. Ils sont destinés pour garantir le bon cheminement des efforts horizontaux vers les fondations. Ils sont disposés en toiture dans le plan des versants : poutre au vent "contreventement horizontal" et en façades : palée de stabilité "contreventement vertical", et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur le pignon que sur les long-pans.

➤ **III.8.2 Etude de contreventement horizontal**

La poutre au vent sera calculée comme une poutre en treillis sur deux appuis chargés par des forces F1, F2, F3, qui sont des efforts dues aux réactions horizontales des potelets.

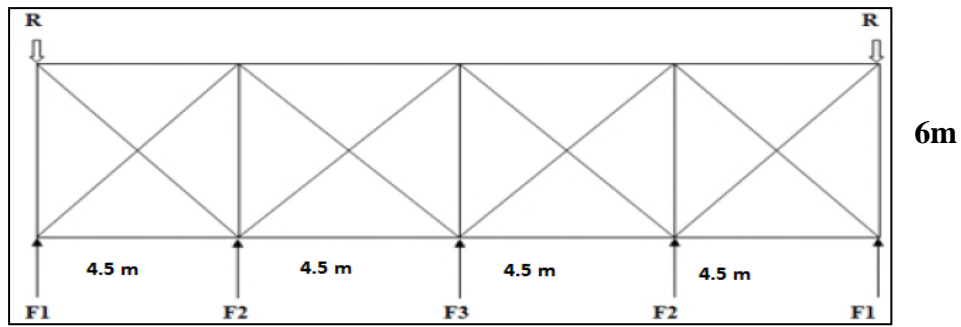


Figure III.19 Schéma statique de la poutre au vent de pignon

➤ III.8.2.1 Evaluation des efforts horizontaux

$$F_1 = \left[V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right] + \frac{Fe}{8}$$

$$F_2 = \left[V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right] + \frac{Fe}{4}$$

$$F_3 = \left[V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4} \right] + \frac{Fe}{4}$$

Avec :

hi : Hauteur de chaque poteaux.

W : Charge de vent sur le pignon pour (surpression dans la zone D) avec :

$$W=0.650 \text{ KN/m}^2$$

La force d'entraînement F_r est la force de frottement pour la toiture, dans notre cas la force du

frottement $F_r = 43.49 \text{ KN}$ (voir chapitre 2)

Donc :

$$F_1 = \left[0.650 \times \frac{8}{2} \times \frac{24}{8} \right] + \frac{43.49}{8} = 13.236 \text{ KN}$$

$$F_2 = \left[0.650 \times \frac{9.04}{2} \times \frac{24}{4} \right] + \frac{43.49}{4} = 28.500 \text{ KN}$$

$$F_3 = \left[0.650 \times \frac{9.36}{2} \times \frac{24}{4} \right] + \frac{43.49}{4} = 29.125 \text{ KN}$$

Tableau III.9 Les résultats de Fi

F_i	F_1	F_2	F_3
F_i (KN)	13.236	28.500	29.125

III.8.2.2 Calcul des réactions :

$$R_A = R_B = F_1 + F_2 + \frac{F_3}{2} = 56.2 \text{ KN}$$

Calcul des efforts de traction dans les diagonales :

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité

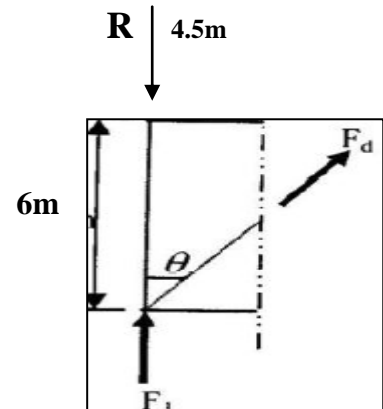


Figure III .20 Isolation du nœud 1.

(Les plus sollicitées) est donné comme suit : $F_d \times \cos \theta + F_1 = R$

$$\tan \theta = \frac{4.5}{6} = 1 \quad \theta = \arctan 1 = 36.86^\circ$$

D'où $F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta}$

$$F_d = \frac{56.2 - 13.236}{\cos 36.86} = 53.69 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \cdot F_d = 80.5 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 80.4 \text{ KN}$$

➤ **III.8.2.3 Section de la diagonale**

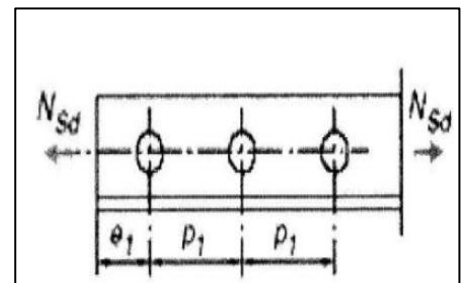
$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{M0}} = A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{F_y} = \frac{80.5 \times 1.1}{23.5} = 3.76 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de 70×70×7 . Avec un boulon de 12mm et trous de 13 mm

Soit **L70×70×7** (A=9.40cm²)

Section nette : $A_{net} = 9.40 - 0.5 \times 1.3 = 8.75 \text{ cm}^2$

➤ **III.8.2.4 Vérification à la résistance ultime de la section**



Cas de cornières assemblées par une seule aile Pour une attache avec deux boulon ou plus

$$N_{U,Rd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

Ou β est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe p_1 des trous.

Tableau III.10 coefficient minorateur β_2 et β_3

Entraxe p_1	$\leq 2.5 d_0$	$\geq 5.00 d_0$
(2boulons) β_2	0.4	0.7
(2boulons ou plus) β_3	0.5	0.7

Attache de 3 boulons et plus $P_1 = 100\text{mm}$

$$P_1 = 100\text{mm} > 5.00 d_0 = 5 \times 13\text{mm} = 65\text{mm}$$

d_0 : Diamètre des trous

Donc $\beta = \beta_3 = 0.7$

$$N_{U,Rd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \times 8.75 \times 3600}{1.25} = 176.40 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 80.4 \text{ KN} < N_{U,Rd} = 176.40 \text{ KN} \quad \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Une cornière isolée de L70 x 70 x 7 avec de boulons de 12mm et trous de 13mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent

➤ **III.8.2.5 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance**

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge verticale, et en outre à la compression sou(F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée. La formule de vérification est les suivantes :

➤ **Flexion composée déviée (bi axiale)**

Vérification de la section à la résistance : (section de classes 1 et 2)

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,Rd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

$$\alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n \quad \text{Avec } \beta > 1$$

Charge et surcharges revenant à la panne intermédiaire :

Flexion déviée : (voir calcul des pannes)

$$G = 33.9 \text{ daN/ml}$$

$$N = 52.4 \text{ daN/ml} \quad \text{si la neige (S)}$$

Compression : (voir calcul du contreventement)

$$V=F_2= 2850\text{daN}$$

Combinaison de charge :

$$1.35G+1.5N+1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G+1.35N$$

$$N_{sd} = 1.35V$$

$$Q_{sd} = 1.35G+1.35N = 1.35 \times 33.9 + 1.35 \times 52.4 = 116.5\text{daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos\alpha = 114.79\text{daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{114.79 \times 6^2}{8} = 516.555\text{daN.m}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin\alpha = 19.88\text{daN/ml}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times l^2}{8} = \frac{19.88 \times 3^2}{8} = 22.365\text{daN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35V = 1.35 \cdot 2850 = 3847.5\text{daN}$$

La panne IPE140 la caractéristique géométrique :

$$w_{ely} = 53\text{cm}^3 ; w_{elz} = 12.30\text{cm}^3$$

$$w_{ply} = 88.3\text{cm}^3 ; w_{plz} = 19.2\text{cm}^3$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88.3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1886.40\text{daN}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19.2 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 410.18\text{daN}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{16.4 \times 2350}{1.1} = 35036.36\text{daN}$$

➤ **Incidence de l'effort tranchant**

Si : $V_{sd} \leq 0.5V_{pl,Rd} \rightarrow$ Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

Dans le travée valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort tranchant est nulle, Donc il n'ya pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

Si $N_{sd} \leq \min(0.25N_{pl,Rd}, 0.5A_w f_y / \gamma_{M1})$: Il n' y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0.25 N_{pl,Rd} = 0.25 \times 35036.36 = 8759.09\text{daN}$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 16.4 - 2 \times 7.3 \times 0.69 = 6.326 \text{ cm}^2$$

$$0.5 \times A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0.5 \times 6.326 \times \frac{2350}{1.1} = 6757.3\text{daN}$$

$$N_{sd} = 3847.5\text{daN} \leq \min(8759.09, 6757.3) = 6757.3\text{daN}$$

L'incidence de l'effort normale sur le moment résistant peut être négligée

Pas de réduction des moments de résistance plastique

$$M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd}$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

$$\left(\frac{516.55}{1886.40}\right)^2 + \left(\frac{22.365}{410.18}\right)^1 = 0.129 \leq 1.0 \quad \dots\dots\dots C.V$$

➤ **Vérification de l'élément aux instabilités :**

Semelle supérieure

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendante est susceptible de se déverser. Vu quelle est fixée à la toiture il n'ya pas risque de déversement.

Semelle inférieure

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action des charge du vent de soulèvement est susceptible de déverse du moment qu'elle est libre tout ou le long de sa portée.

Combinaison a L'ELU : G - 1.5V

$$Q_{z,sd} = G \times \cos\alpha - 1.5V$$

$$Q_{y,sd} = 1.35G \times \sin\alpha$$

$$N_{sd} = 1.5v'$$

G= 33.9daN /ml charge permanente

V= -146daN /ml vent de soulèvement (voir calcul des panne)

V'=2850daN /ml l'effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire

Charge de flexion

$$Q_{z,sd} = G \times \cos\alpha - 1.5V = 33.9 \times \cos\alpha - 1.5 \times 146 = -185.59 \text{daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = 1.35G \times \sin\alpha = 1.35 \times 33.9 \times \sin\alpha = 7.81 \text{daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{-185.59 \times 6^2}{8} = -835.155 \text{daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times l^2}{8} = \frac{7.81 \times 3^2}{8} = 8.78 \text{daN.m}$$

Charge de compression :

$$V' = F_2$$

$$N_{sd} = 1.5 \times 2850 = 4275 \text{daN}$$

✓ Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :

Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{ysd}}{M_{pl,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0$$

Flexion déviée composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{ysd}}{X_{LT} \cdot M_{pl,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0$$

1- Flambement par rapport à l'axe fort y-y :

$$X_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}}$$

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

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \cdot [\beta_A]^{0.5} \quad \beta_A = 1 \text{ Pour les sections de classes 1, 2, 3.}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right)$$

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y}\right)^{0.5} = \pi \left(\frac{21000}{23.5}\right)^{0.5} = 93.9 : \text{élancement Eulérien}$$

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Euro code 3.

$$\lambda_y = \left(\frac{l_y}{i_y}\right) = \left(\frac{600}{5.74}\right) = 104.52$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \cdot [\beta_A]^{0.5} = \left(\frac{104.52}{93.9}\right) \cdot [1]^{0.5} = 1.11$$

Courbe de flambement : (voir tableau 1) $h/b = 140/73 = 1.9 > 1.2$, $t_f = 6.9 \leq 40\text{mm}$

Axe de flambement y - y \rightarrow courbe de flambement a ; $\alpha_y = 0.21$ (tableau 3)

$$\phi_y = 0.5 [1 + 0.21(1.11 - 0.2) + 1.11^2] = 1.21$$

$$X_y = \frac{1}{1.21 + (1.21^2 - 1.11^2)^{0.5}} = 0.59$$

2- Flambement par rapport à l'axe fort z-z :

$$X_z = \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)^{0.5}}$$

$$\text{Ou : } \phi_z = 0.5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \cdot [\beta_A]^{0.5} \quad \beta_A = 1 \text{ Pour les sections de classes 1,2, 3.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right)$$

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y}\right)^{0.5} = \pi \cdot \left(\frac{21000}{23.5}\right)^{0.5} = 93.9 : \text{élancement Eulerien}$$

α : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement appropriée, donné par le tableau 5.5.1 de l'Euro code 3.

$$\lambda_z = \left(\frac{l_z}{i_z}\right) = \left(\frac{300}{1.65}\right) = 181.8 \quad (l_z = 3\text{m})$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \cdot [\beta_A]^{0.5} = \left(\frac{181.8}{93.9}\right) \cdot [1]^{0.5} = 1.93$$

Courbe de flambement : (voir tableau 1) $h/b = 140/73 = 1.9 > 1.2$, $t_f = 6.9 \leq 40\text{mm}$

Axe de flambement Z- Z \rightarrow courbe de flambement a ; $\alpha_z = 0.34$ (tableau 3)

$$\phi_z = 0.5 [1 + 0.34 (1.93 - 0.2) + 1.93^2] = 2.65$$

$$X_z = \frac{1}{2.65 + (2.65^2 - 1.93^2)^{0.5}} = 0.223$$

$$X_{\min} = \min(0.59; 0.223) = 0.223$$

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement λ_{LT} :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right) \cdot [\beta_A]^{0.5} \quad \text{Avec} \quad \lambda_1 = 93.9$$

λ_{LT} : Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement

Pour les profilés laminés en I ou H

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z/i_z}{\sqrt{C_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25}} = \frac{300/1.65}{\sqrt{1.88} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/1.65}{14/0.69}\right)^2\right]^{0.25}} = 88.61$$

$$\text{Donc } \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right) \cdot [\beta_A]^{0.5} = \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{88.61}{93.9}\right) \cdot 1 = 0.94 > 0.4$$

Il y a risque de déversement

$$\text{Ou : } \phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_L - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0.21$ Pour les profilés laminés.

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (0.94 - 0.2) + 0.94^2] = 1.02$$

$$\phi_{LT} = 1.02$$

Le coefficient de réduction pour le déversement : $X_{LT} = \frac{1}{1.02 + (1.02^2 - 0.94^2)^{0.5}}$

$$X_{LT} = 0.706 \leq 1.0$$

Calcul des coefficients K :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{w_{pl,y} - w_{el,y}}{w_{el,y}} \right) = 1.11 (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{88.3 - 77.3}{77.3} \right) = -1.41$$

$$K_y = 1 - \left(\frac{\mu_y}{x_y} \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \right) = 1 - \left(\frac{-1.41}{0.59} \cdot \frac{4275}{16.4 \cdot 2350} \right) = 1.26 \quad K_y < 1.5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{w_{pl,z} - w_{el,z}}{w_{el,z}} \right) = 1.93 (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{19.2 - 12.3}{12.3} \right) = -2.14$$

$$K_z = 1 - \left(\frac{\mu_z}{x_z} \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \right) = 1 - \left(\frac{-2.14}{0.223} \cdot \frac{4275}{16.4 \cdot 2350} \right) = 2.06 \text{ on prend } 1.5 \quad K_z < 1.5$$

β_{My} est un facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1.3$ (Tableau 4)

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 1.93 \times 1.3 - 0.15 = 0.22 < 0.9.$$

$$K_{LT} = 1 - \left(\frac{\mu_{LT}}{x_z} \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \right) = 1 - \left(\frac{0.22}{0.223} \cdot \frac{4275}{16.4 \cdot 2350} \right) = 0.890$$

β_{MLT} : Est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{MLT} = 1.3$ (Tableau 4)

$$N_{sd} = 4275 \text{ daN}$$

a) Vérification au flambement

$$\frac{4275}{0.223 \cdot 35036.36} + \frac{1.26 \cdot 835.18}{1886.40} + \frac{2.06 \cdot 8.78}{410.18} = 0.991 \leq 1.0 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b) Vérification au déversement :

$$\frac{4275}{0.223 \cdot 35036.36} + \frac{0.890 \cdot 835.14}{1886.40} + \frac{2.06 \cdot 8.78}{410.18} = 0.98 \leq 1.0 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

IPE140 son convient comme les pannes intermédiaire.

➤ **III.8.3. Calcul de la palée de stabilité en long pan :**

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignon transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

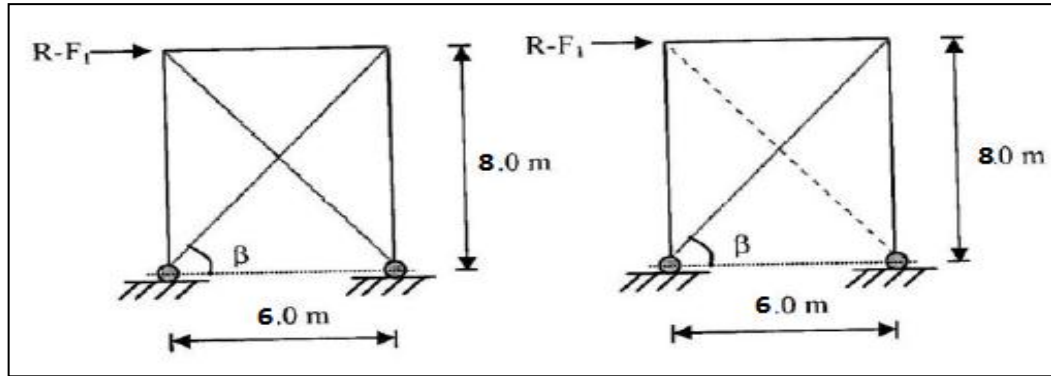


Figure III.21 palée de stabilité en long pan

➤ **III.8.3.1. Par la méthode des coupures :**

➤ **Effort de traction dans la diagonale tendue :**

$$N \cos \beta = R-F_1$$

$$\tan \beta = \frac{8}{6} = 1.33 \quad \beta = \arctan 1.33 = 53.1^\circ$$

$$N = \frac{R-F_1}{\cos \beta} = \frac{56.2 - 13.236}{\cos 53.1} = 71.55 \text{ KN}$$

➤ **III.8.3.2. Section de la diagonale :**

Calcul la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

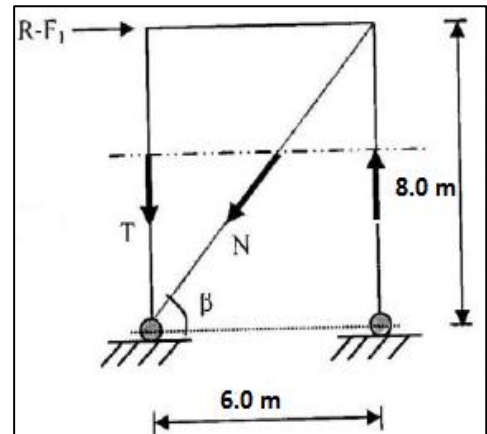
$$N_{sd} = N = 70.129 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{71.55 \times 1.1}{23.5} = 3.349 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de 70× 70 × 7. Avec un boulon de 12mm et trous de 13 mm

Soit 2*(L70× 70 × 7) (A=9.4cm²)

Section nette : A_{net} = 9.40 - 0.5 × 1.3 = 8.75cm²



➤ **III.8.3. 3Vérification la résistance ultime de la section**

Cas de cornières assemblées par une seule aile

Pour une attache avec 3 boulon ou plus

$$p_1 = 100\text{mm}$$

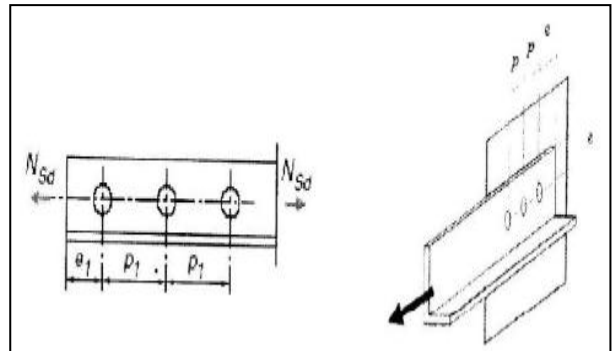
$$p_1 = 100\text{mm} > 5.00 d_0 = 5 \times 13\text{mm} = 65\text{mm}$$

d_0 : Diamètre des trous

$$\text{Donc } \beta = \beta_3 = 0.7$$

$$N_{U,Rd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \times 8.75 \times 3600}{1.25} = 176.40 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 71.55 \text{ KN} < N_{U,Rd} = 176.40 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$



Une cornière isolée de **L 70 × 70 × 7** avec de boulons de 12mm et trous de 13mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité.

III.9. Pré dimensionnement de la poutre sablière :

La poutre sablière est considérée comme une barre de contreventement vertical, Elle est soumise à un effort horizontal et à son propre poids, d’où la vérification va se faire en flexion composée.

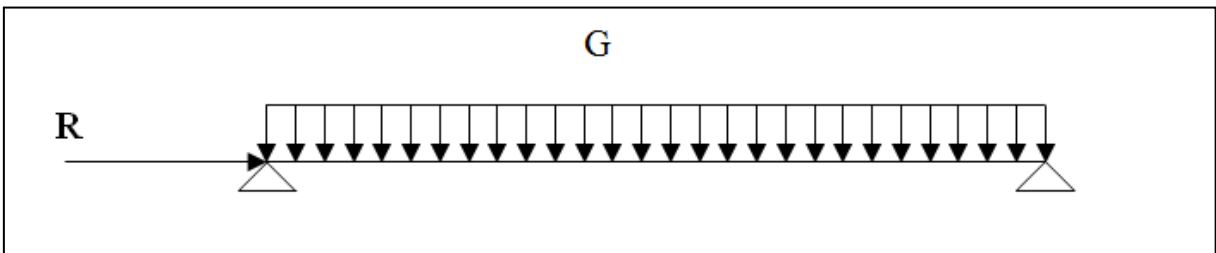


Figure III.22 Schéma statique de la poutre sablière.

$$F1 = 13.236 \text{ KN}$$

$$R = RA = RB = 56.2 \text{ KN}$$

$$N^{\max} = R - F1 = 42.964 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = \frac{A \times F_y}{\gamma_{M0}} \quad N^{\max} = \geq A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{F_y} = \frac{42.964 \times 1.1}{23.5} = 2.011 \text{ cm}^2$$

On adopte profilé de type HEA 140.....A=31.4cm²

Remarque :

Pour une meilleure résistance de la poutre sablière on doit adopte des profilés en H ou des sections tubulaires

III.9. 1 Vérification via à vis de l'instabilité :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0$$

Calcul du coefficient de réduction minimal X_{min}

Les élancements :

$$\lambda_y = \left(\frac{l_y}{i_y}\right) = \left(\frac{600}{5.73}\right) = 104.71$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \cdot [\beta_A]^{0.5} = \left(\frac{104.71}{93.9}\right) \cdot [1]^{0.5} = 1.11 > 0.2$$

La vérification au flambement flexion est nécessaire. Elle est comme suite :

Calcul des sollicitations

Courbe de flambement : (voir tableau 1) $h/b = 133/140 = 0.95 < 1.2$, $t_f = 8.5 \leq 40mm$

Axe de flambement $y - y \rightarrow$ courbe de flambement b ; $\alpha_y = 0.34$ (tableau 3)

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.34(1.11 - 0.2) + 1.11^2] = 1.27$$

$$X_y = \frac{1}{1.27 + (1.27^2 - 1.11^2)^{0.5}} = 0.529$$

Calcul de coefficient k

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{w_{pl,y} - w_{el,y}}{w_{el,y}}\right) = 1.11 (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{173.5 - 155.4}{155.4}\right) = -1.43$$

$$M_{Ysd} = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{24.7 \times 6^2}{8} = 111.15 \text{ daN.m}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{31.4 \times 23.5}{1.1} = 67081.8 \text{ daN}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{173.5 \times 23.5}{1.1} = 3706.59 \text{ daN.m}$$

$$K_y = 1 - \left(\frac{\mu_y}{\alpha_y} \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y}\right) = 1 - \left(\frac{-1.43}{0.529} \cdot \frac{4275}{16.4 \cdot 2350}\right) = 1.26 \quad K_y < 1.5$$

Vérification au flambement flexion :

$$\frac{5620}{0.529 \times 67081.8} + \frac{1.26 \times 111.15}{3706.59} = 0.19 \leq 1.0 \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de flambement flexion.

III.9. 2 Vérification de la poutre sablière à la flexion déviée composée avec risque de déversement

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{ysd}}{M_{pl,Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z / i_z}{\sqrt{C_1} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{300 / 3.52}{\sqrt{1.132} \cdot \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300 / 3.52}{13.3 / 0.85} \right)^2 \right]^{0.25}} = 63.81$$

$$\text{Donc } \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) \cdot [\beta_A]^{0.5} = \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{63.81}{93.9} \right) \cdot 1 = 0.67 > 0.4$$

Il y a risque de déversement

$$\text{Ou : } \phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_L - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0.21$ Pour les profilés laminés.

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (0.67 - 0.2) + 0.67^2] = \mathbf{0.77}$$

$$\phi_{LT} = 0.77$$

Le coefficient de réduction pour le déversement : $X_{LT} = \frac{1}{0.77 + (0.77^2 - 0.67^2)^{0.5}} = 0.87$

$$\lambda_z = \left(\frac{l_z}{i_z} \right) = \left(\frac{300}{3.52} \right) = 85.22 \quad (l_z = 3\text{m})$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \cdot [\beta_A]^{0.5} = \left(\frac{85.22}{93.9} \right) \cdot [1]^{0.5} = 0.907$$

Courbe de flambement : (voir tableau 1) $h/b = 133/140 = 0.95 < 1.2$, $t_f = 8.5 \leq 40\text{mm}$

Axe de flambement Z- Z \rightarrow courbe de flambement C ; $\alpha_z = 0.49$ (tableau 3)

$$\phi_z = 0.5 [1 + 0.49 (0.907 - 0.2) + 0.907^2] = 1.08$$

$$X_z = \frac{1}{1.08 + (1.08^2 - 0.907^2)^{0.5}} = 0.60$$

$$X_{min} = \min (0.529; 0.60) = 0.529$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{w_{pl,z} - w_{el,z}}{w_{el,z}} \right) = 0.907 (2 \times 1.3 - 4) + \left(\frac{84.8 - 55.6}{55.6} \right) = -0.74$$

$$K_Z = 1 - \left(\frac{\mu_z}{x_z} \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \right) = 1 - \left(\frac{-0.74}{0.6} \cdot \frac{5620}{31.4 \cdot 2350} \right) = 1.09 \quad K_Z < 1.5$$

β_{My} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1.3$ (Tableau 4)

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.907 \times 1.3 - 0.15 = 0.026 < 0.9.$$

$$K_{LT} = 1 - \left(\frac{\mu_{LT}}{x_z} \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \right) = 1 - \left(\frac{0.026}{0.6} \cdot \frac{5620}{31.4 \cdot 2350} \right) = 0.99 < 1$$

$$M_{Zsd} = 164.25 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = 181163.6 \text{ daN.m}$$

$$\frac{5620}{0.6 \cdot 67081.8} + \frac{0.99 \cdot 111.15}{0.87 \cdot 3706.59} + \frac{1.09 \cdot 164.25}{181163.6} = 0.174 \leq 1.0 \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

Conclusion

- **HEA140** convient pour la poutre sablière.
- **Le profile IPE 140** convient pour la panne intermédiaire servant de montants pour les

barre de contreventements

Chapitre IV
Etude Sismique

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 visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure.

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99 Version 2003, qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- ✓ Méthode statique équivalente.
- ✓ Méthode d'analyse spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

IV.2.Méthode statique équivalente

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de réponse. Mais comme le RPA99 version 2003 préconise que l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcul l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

IV.2.1. Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques dont les forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalentes à ceux de l'action sismique.

IV.2.2. Calcul de la force sismique totale

D'après l'Art 4.2.3 de RPA 99 version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions, horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA 99/version 2003(4.1.art .4.2.3)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en Fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, on est dans la Zone IIa et un Groupe d'usage 2 (stockage) (H=10.08m<17m).

Nous trouverons $A = 0.15$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (T_2/3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0s \end{cases}$$

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du Facteur de d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

Avec :

T1, T2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) du [RPA99/ version 2003 page 45].

Dans notre cas : site (S2) \implies T1 = 0.15s ; T2 = 0.40s

Donc :

(η) : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \dots\dots\dots \text{Tableau 4.3 page 46 RPA 99.}$$

La valeur « ξ » est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages Acier léger $\implies \xi = 4\%$ (voir tableau 4.2 du RPA 99 V2003, (Annexe C)).

Donc $\eta = 1.08 > 0.7 \implies \eta = 1.08$

IV.2. 3. Estimation de la période fondamentale

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de Formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6) :

$$T = C_T h_N^{3/4} \dots\dots\dots \text{Formule (4.6) page 42 RPA 99}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 10.08m$.

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de Remplissage et est donné par le tableau (4.6) du RPA 99/version 2003.

'Contreventement assuré par portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie'

D'où : $C_T = 0.085$

Donc : $T = C_T h_N^{3/4} = 0.085 \cdot 10.08^{3/4} = 0.48s$

D'apes le Formule (4.2) du RPA99 :

$T_2 = 0.4s$ donc $T_2 \leq T \leq 3s$

$D = 2.39$

R : coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur est donnée par le tableau (4.3) page 38 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

Sens longitudinal : $R_y = 4$ (Ossature contreventée par palées triangulées en X).

Sens transversal : $R_x = 4$ (Portiques auto stables ordinaires).

Q : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_{1}^6 P_q \dots\dots\dots \text{Formule (4.4) page 39 RPA99.}$$

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités P_q .

Critère q	Observé	N/observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	/
Redondance en plan	0	/
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
$\Sigma P_q = 0.15$		

Facteur de qualité $Q = 1.15$.

W : poids total de la structure, W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau z

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \dots\dots\dots \text{Formule (4.5) page 41 du RPA99}$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \dots\dots\dots \text{RPA99/2003 (4.5) p41}$$

W_{Gi} : Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA 99 version 2003.

Dans notre cas : $\beta = 0.5$

Les poids estimés des différents éléments de la structure sont présentés comme suit :

Tableau IV.2 Tableau massique de chaque élément de la structure.

<i>Les éléments</i>	<i>Profile</i>	<i>Poids(t)</i>	<i>Totale(t)</i>
Le bardage +les accessoires	Sandwiche	20.445	89.39
Les pannes	IPE140	12.623	
Les liernes	Ø12mm	0.509	
Les poteaux de portique	IPE 450	13.922	
Les potelets	IPE 270	2.071	
Le palé de stabilité	2CAE*70 *7	1.204	
Poutre au vent	CAE*70 *7	0.960	
Les traverses	IPE 450	21.197	
Les lisses de bardages	UPN 120	11.272	
Poutre sablière	HEA 140	3.018	
Les jarrets	Profilé	2.176	

$$W_{Gi}=89.39 \text{ t}$$

$$W_Q = 0.444 \text{ KN/ml}$$

$$W_{Qi} = (0.4444 \times 6) \times 2 = 5.328 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } W_{Qi} = 0.53328 \text{ t}$$

$$\text{Et : } W = \sum_{i=1}^n W_i, \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$\text{Donc : } W_T = 89.39 + 0.5 \times 0.53328 = 89.65 \text{ t}$$

$$W_T = 896.5 \text{ KN}$$

IV.2. 4 Force sismique totale

On note que l'axe des (X) est perpendiculaire au pignon et l'axe des (Y) est parallèle au pignon

$$V_{X,Y} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.39 \times 1.15}{4} \times 896.5 = 92.40 \text{ KN}$$



$$V = 92.40 \text{ KN}$$

IV.2. 5 Méthode dynamique modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.2. 6 Principe de la méthode spectrale

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.

➤ Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V2003

$$\frac{\ddot{s}_a}{g} \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 < T < T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 < T < T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_1 < T < 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases}$$

Avec les coefficients A, η , R, T1, T2, Q : sont déjà déterminés.

$$Q = 1.2 \quad A = 0,15 \quad \eta = 1,08 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,4s$$

IV.2. 7 Nombre de modes de vibrations à considérer

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } TK \leq 0,2s \quad \text{RPA99/2003 (4.14.Art .4.3.3)}$$

Ou : N est le nombre de niveau au-dessus du sol et TK la période du mode K.

IV.2.7 Résultat de calcul

✚ Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y

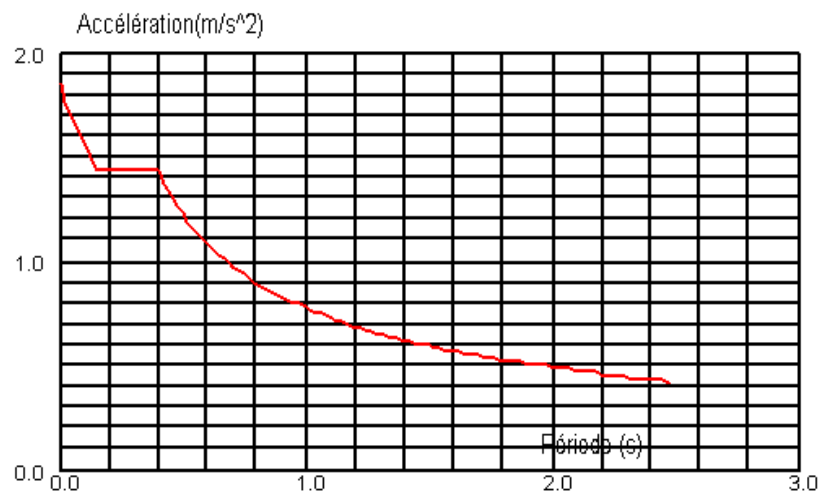


Figure IV.1 Schéma du spectre de réponse suivant X.

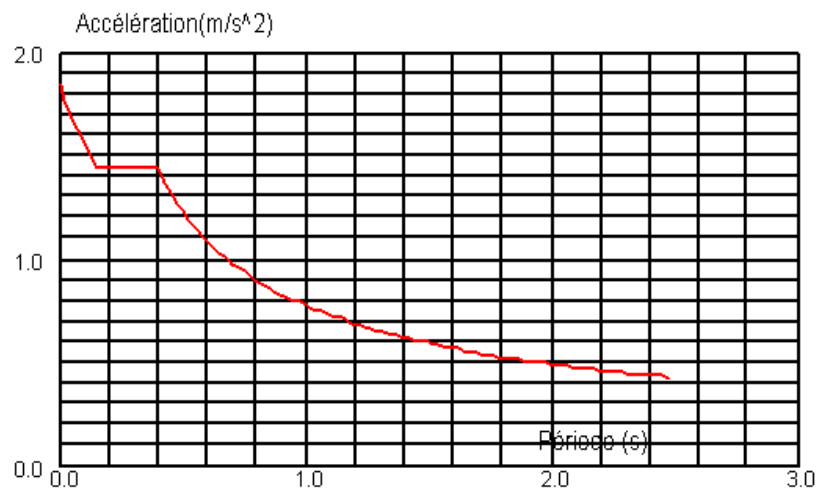


Figure IV.2 Schéma du spectre de réponse suivant Y.

✚ Pourcentage de la participation de masse

Pour la participation massique on utilise un nombre important de modes pour bien représenter la structure car on a une toiture légère, pas de concentration de masse au niveau du plancher d'où la présence importante des modes de torsion donc on est dans les cas (b) art (4.3.4). De RPA999version 2003.

Tableau IV.3 pourcentage de participation de masse.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
17/ 1	2,10	0,48	0,00	68,10	0,0	0,00	68,10	0,0	116558,72	148196,38	0,0
17/ 2	2,29	0,44	56,66	68,11	0,0	56,66	0,01	0,0	116558,72	148196,38	0,0
17/ 3	2,59	0,39	58,71	68,11	0,0	2,04	0,00	0,0	116558,72	148196,38	0,0
17/ 4	2,81	0,36	81,99	68,11	0,0	23,28	0,00	0,0	116558,72	148196,38	0,0
17/ 5	2,84	0,35	81,99	68,11	0,0	0,00	0,00	0,0	116558,72	148196,38	0,0
17/ 6	2,84	0,35	82,00	68,11	0,0	0,01	0,00	0,0	116558,72	148196,38	0,0
17/ 7	3,10	0,32	82,49	68,11	0,0	0,49	0,00	0,0	116558,72	148196,38	0,0
17/ 8	3,15	0,32	82,49	68,11	0,0	0,00	0,00	0,0	116558,72	148196,38	0,0
17/ 9	3,15	0,32	82,49	68,11	0,0	0,00	0,00	0,0	116558,72	148196,38	0,0
17/ 10	3,16	0,32	82,49	68,11	0,0	0,00	0,00	0,0	116558,72	148196,38	0,0

Le pourcentage de participation de masse est supérieure à 90% suivant les deux directions, donc les 20 modes de vibrations sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure.

Remarque : on a d'après la formule de empirique : $T = C_T h_N^{3/4} = 0.085 \cdot 10.08^{3/4} = 0.48s$

Donc : $0.48 \times 1.3 = 0.624s > T = 0.48 s$. donc c'est vérifié

IV.2. 8 Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article (4.3.6) du RPA 99 version 2003, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Tableau IV 4 Vérification de l'effort tranchant à la base.

Forces sismique	V statique (KN)	0.8V statique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	92.40	73.92	90.59	Vérifie
Sens yy	92.40	73.92	126.74	Vérifie

IV.2. 9.1 Vérification des déplacements

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent à 1% de la hauteur d'étage (art 5.10).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suite :

$$\sigma_k = R \cdot \sigma_{ek}$$

σ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement $R=4$

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Tableau IV.5 Déplacement relatif des niveaux.

Niveau	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant (X)	Suivant (Y)	Suivant (X)	Suivant (Y)
Toiture	2.3	2.1	9.2	8.4

$$\frac{h}{100} = \frac{1008}{100} = 10.08 \text{ cm} \longrightarrow \text{Tous les déplacements sont inférieure}$$

à 10.08 m donc ils sont vérifier

IV.2. 9.2 Effet de deuxième ordre

Les effets de seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,1$$

$$P_k = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

• P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k ».

• V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

• Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « $k-1$ ».

• h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k \leq 0,2$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du

1° ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$

- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

✚ Sens X-X :

Tableau IV.6 Effet P- Δ suivant X-X

Niveau(m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\% \frac{\Delta_k}{h_k}$	θ_k
10.08	9.2	896.5	92.40	10.08	0.009	0.088

$\theta_k < 0,1$ donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

✚ Sens Y-Y:

Tableau IV.7 Effet P- Δ suivant Y-Y

Niveau(m)	Δ_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)	h_k (m)	$\% \frac{\Delta_k}{h_k}$	θ_k
10.08	8.4	896.5	92.40	10.08	0.0083	0.080

$\theta_k < 0,1$ donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

Chapitre V

**Etude des éléments
structuraux**

V.1 Calcul de portique :

Le calcul est effectué par le logiciel ROBOT millenium, les notes de calcul sont données par famille on s'intéressant, pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité.

Nous avons exposé dans ce chapitre, ce que nous avons jugé le plus important.

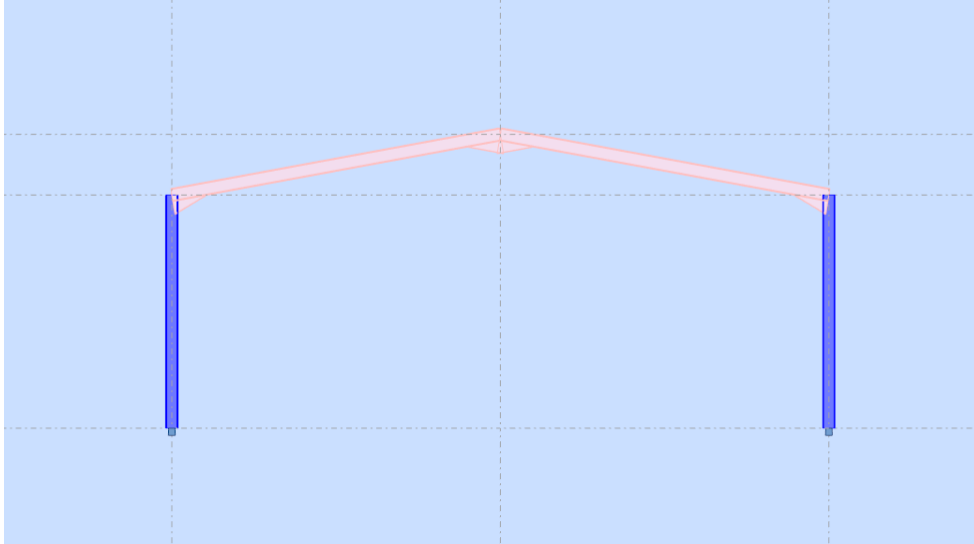


Figure V.1 : Vue de portique

V.1.1 Caractéristiques des barres :

Tableau V.1 : Caractéristiques des barres de portique

	Nom de la section	Listes des barres	A_x [cm ²]	A_z [cm ²]	A_y [cm ²]	I_y [cm ⁴]	I_z [cm ⁴]
Poteaux	IPE450	1 2	98.8	50.8	58.3	33742.9	1675.35
Traverses	IPE450	3 4	98.8	50.8	58.3	33742.9	1675.35

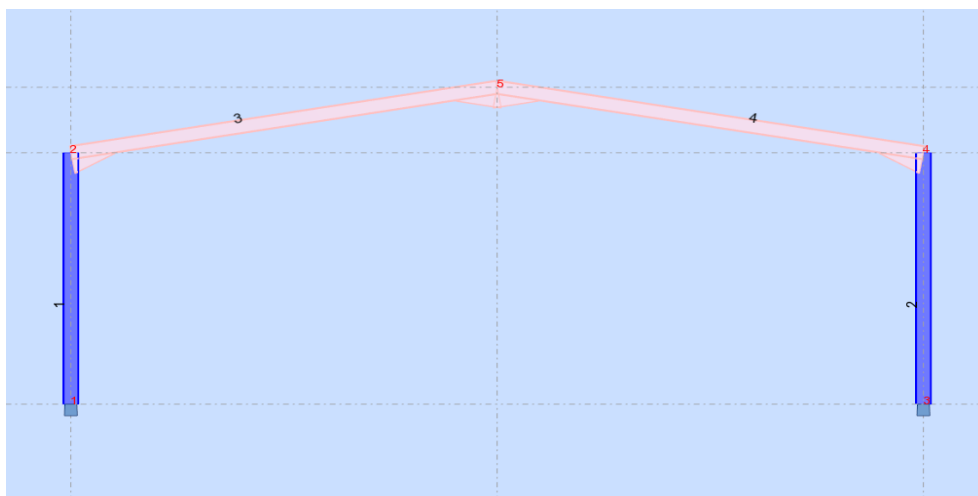


Figure V.2 portique avec repérage des nœuds

V.1.2 Données des Nœuds

Tableau V.2 : Coordonner des nœuds dans le portique

Nœud	X [m]	Z [m]	Appui
1	0.0	0.0	Encastrement
2	0.0	8.0	/
3	24	0.0	Encastrement
4	24	8.0	/
5	12	10.08	/

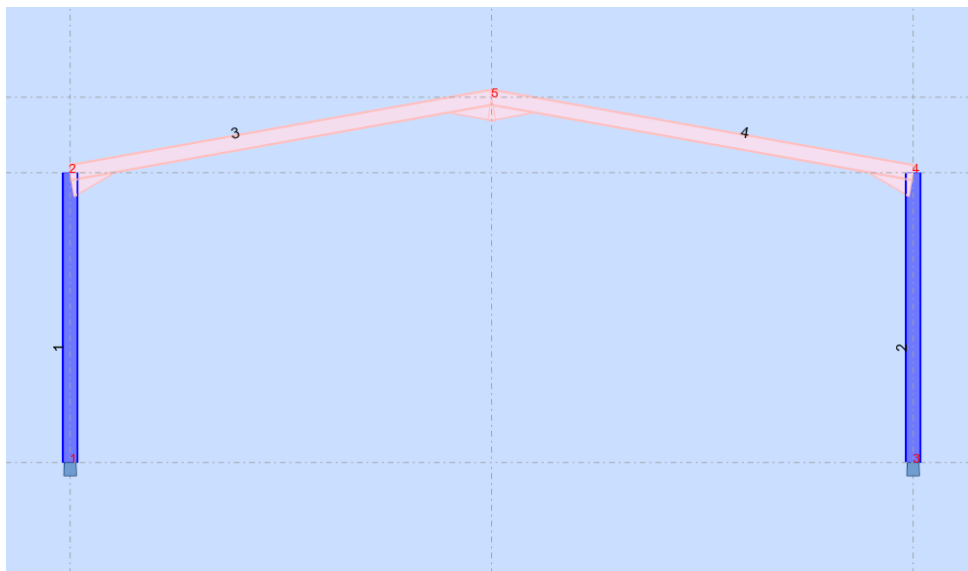


Figure V.3 portique avec repérage des barres

V.1. 3 Données des barres :

Tableau V.3 coordonné des barres dans le portique

Barre	Nœud 1	Nœud 2	Section	Matériau	Gamma (DEG)	Type de barre	élément de construction
1	1	2	IPE450	S235	0,0	Poteau	poteau
2	3	4	IPE450	S235	0,0	poteau	poteau
3	2	5	IPE450	S235	0,0	poutre	poutre
4	4	5	IPE450	S235	0,0	poutre	poutre

V.1.4 Charges sur le portique :

➤ charge permanent :

Tableau V.4 : les charges permanentes dans portique

	Profile	Type	Poids unitaire	Poids total
Sur traverse	Couverture (panneau sandwich)	/	14 daN/m ²	84 daN/m
	Panne	IPE140	12.9 daN/m	103.2 daN/m
Sur le poteau	Lisse	UPN120	13.3 daN/m	399 daN
	Sablière	HEA140	24.7 daN/m	148.2 daN
	Bardage	(P,S)	14 daN/m ²	600 daN

➤ Présentation des charges permanentes

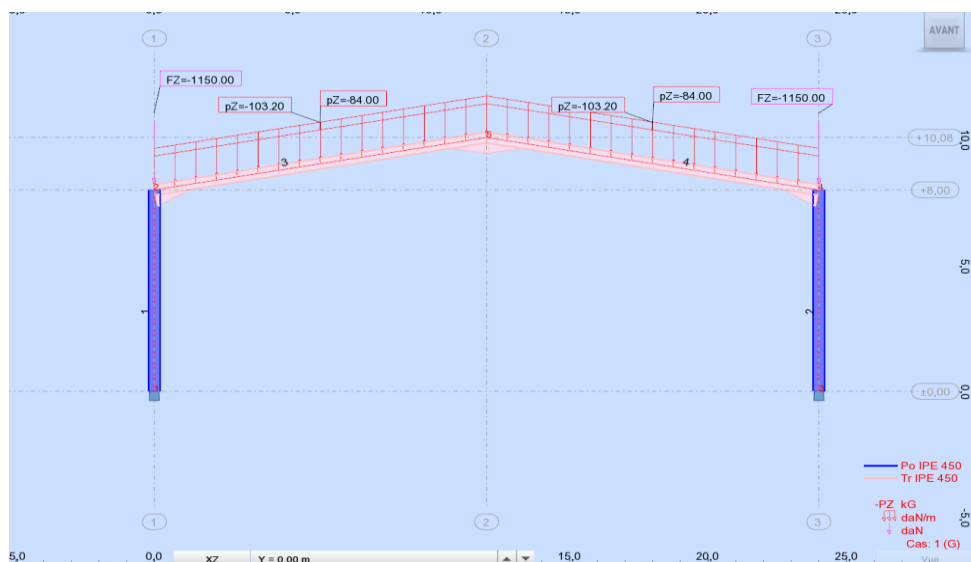


Figure V.4 : Présentation de la charge permanente portique

➤ Charge variable :

Tableau V.5 : Présentation de la charge variable

	Type	Charge unitaire	La charge
Sur la toiture	Neige	34.90 daN/m ²	209.4 daN/m
	Charge d'exploitation	44.4 daN/m	44.4 daN/m
	Vent	/	Dépend les zones
Sur le poteau	Vent	/	Dépend les zones

✚ .Présentation des charges variables :

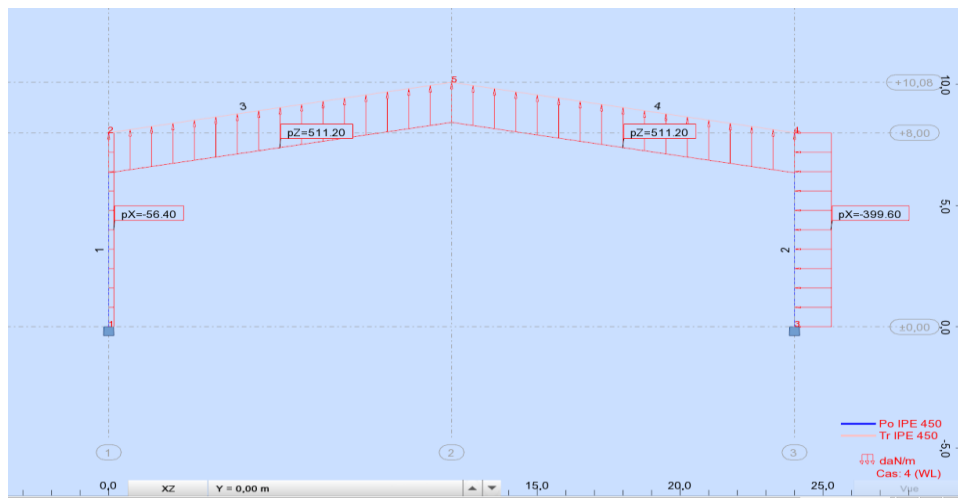


Figure V.5 : Présentation de la charge du vent V2 (WL)

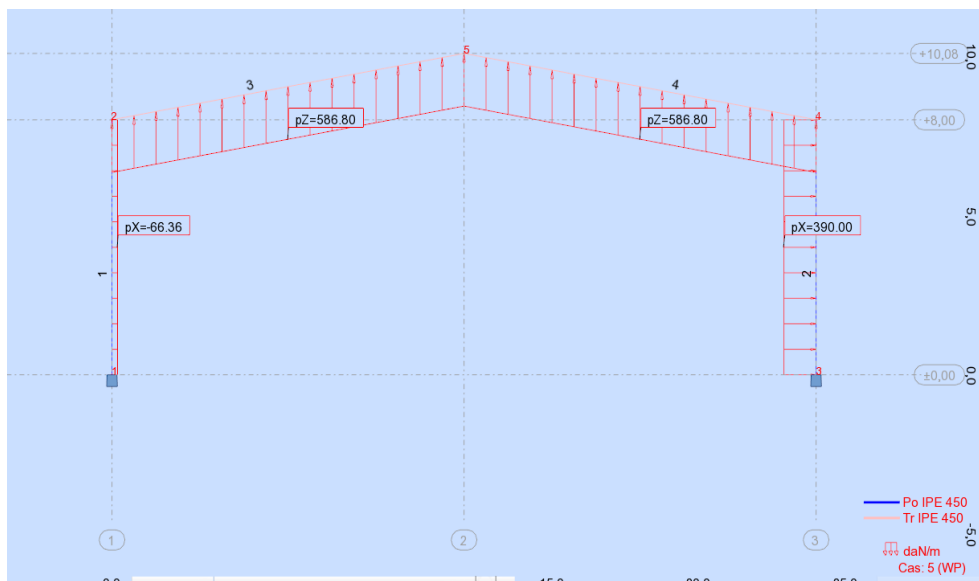


Figure V.6 : Présentation de la charge du vent V1 (WP)

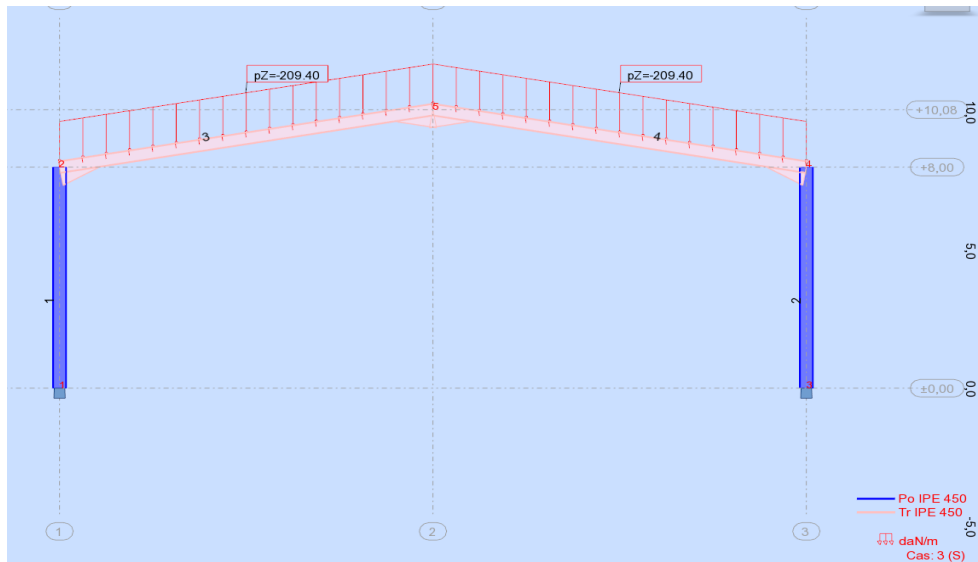


Figure V.7 : Présentation de la charge de neige

V.1.5 Tableau Efforts extrêmes globaux :

	FX [daN]	FZ [daN]	MY [kNm]
MAX	10613,82	7206,86	251,16
Barre	1	3	2
Noeud	1	2	4
Cas	7 (C)	7 (C)	7 (C)
MIN	-7246,89	-8023,32	-251,16
Barre	1	2	4
Noeud	1	3	4
Cas	5	9 (C)	7 (C)

V.1.6 Tableau de combinaison

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas	Définition
6 (C)	135G+1.5Q	Combinaison liné	ELU	Structurelle	1*1.35+2*1.50
7 (C)	1.35G+1.5S	Combinaison liné	ELU	Structurelle	1*1.35+3*1.50
8 (C)	G+1.5WP	Combinaison liné	ELU	Structurelle	1*1.00+5*1.50
9 (C)	G+1.5WL	Combinaison liné	ELU	Structurelle	1*1.00+4*1.50
10 (C)	G+1.35WP+S	Combinaison liné	ELU	Structurelle	(1+3)*1.00+5*1.35
11 (C)	G+1.35WL+S	Combinaison liné	ELU	Structurelle	(1+3)*1.00+4*1.35
12 (C)	G+Q	Combinaison liné	ELS	Structurelle	(1+2)*1.00
13 (C)	G+S	Combinaison liné	ELS	Structurelle	(1+3)*1.00
14 (C)	G+WP	Combinaison liné	ELS	Structurelle	(1+5)*1.00
15 (C)	G+WL	Combinaison liné	ELS	Structurelle	

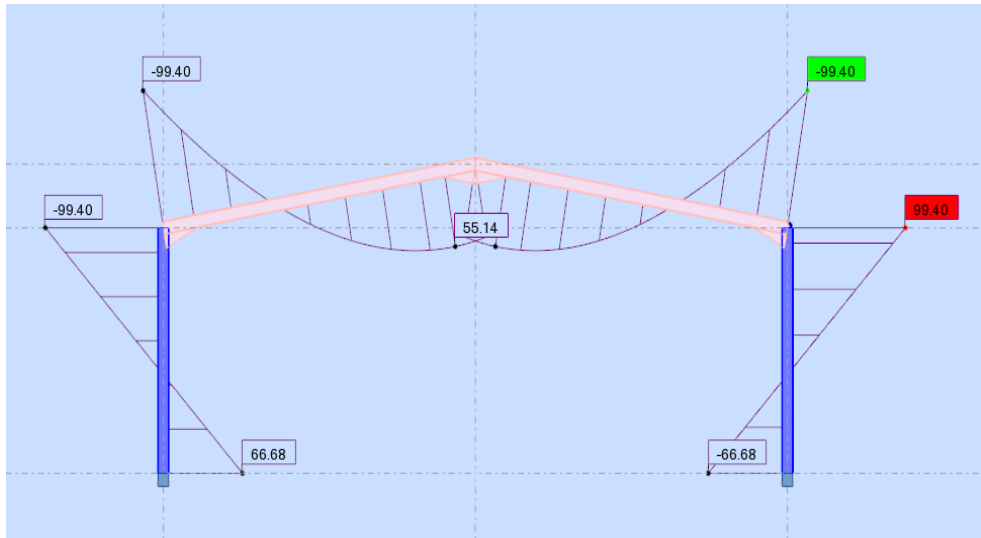


Figure V.8 : Le moment maximal (KN.m)

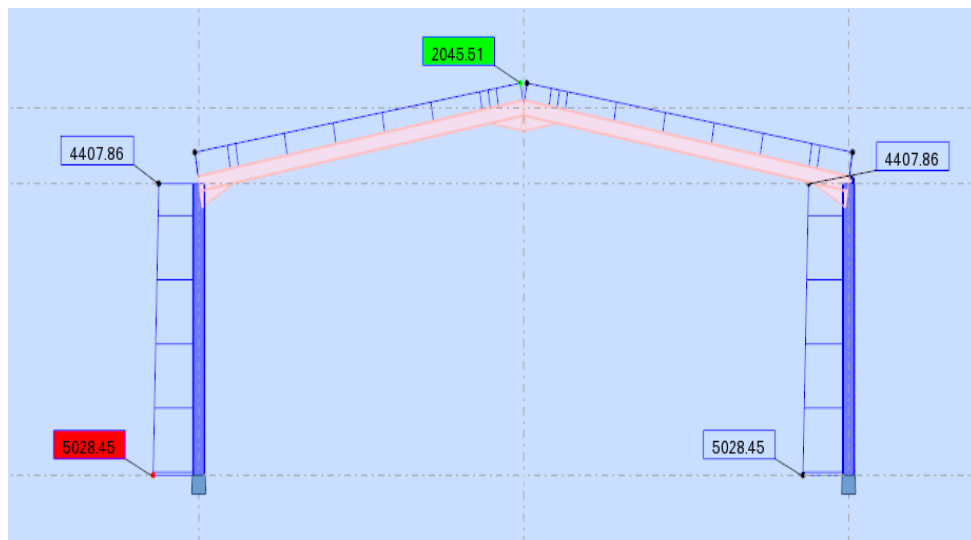


Figure V.9 : L'effort maximale Fx (daN)

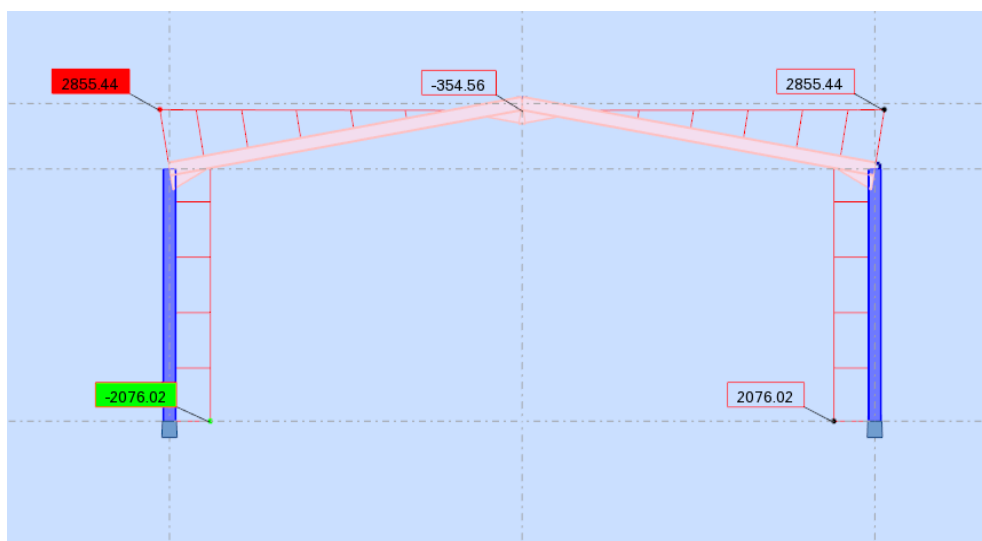


Figure V.10: L'effort maximale Fz (daN)

VI.1.7 Note de calcul :

 1^{er} Poteau

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 1 PO_1

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00

L = 8.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 1.35G+1.5S 1*1.35+3*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 23500000.00$ daN/m²



PARAMETRES DE LA SECTION: Po IPE 450

h=45.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=19.0 cm	Ay=63.21 cm ²	Az=50.84 cm ²	Ax=98.82 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=33742.90 cm ⁴	Iz=1675.86 cm ⁴	Ix=67.18 cm ⁴
tf=1.5 cm	Wply=1701.79 cm ³	Wplz=276.38 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 9776.02 daN	My,Ed = -251.16 kN*m	
Nc,Rd = 232227.00 daN	My,Ed,max = -251.16 kN*m	
Nb,Rd = 84084.33 daN	My,c,Rd = 399.92 kN*m	Vz,Ed = -5245.37 daN
	MN,y,Rd = 399.92 kN*m	Vz,c,Rd = 68984.32 daN
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

$L_y = 8.00 \text{ m}$ $\text{Lam}_y = 0.32$
 $L_{cr,y} = 5.60 \text{ m}$ $X_y = 0.97$
 $\text{Lamy} = 30.31$ $k_{yy} = 0.65$



en z:

$L_z = 8.00 \text{ m}$ $\text{Lam}_z = 1.45$
 $L_{cr,z} = 5.60 \text{ m}$ $X_z = 0.36$
 $\text{Lamz} = 135.99$ $k_{zy} = 0.33$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N,Ed/N_c,Rd = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_y,Ed/M_{y,c},Rd = 0.63 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_z,Ed/V_{z,c},Rd = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\text{Lambda}_y = 30.31 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{Lambda}_z = 135.99 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N,Ed/(X_y * N,Rk/gM1) + k_{yy} * M_y,Ed,max/(XLT * M_y,Rk/gM1) = 0.45 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(X_z * N,Rk/gM1) + k_{zy} * M_y,Ed,max/(XLT * M_y,Rk/gM1) = 0.32 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):** Non analysé**Déplacements (REPERE GLOBAL):**

$$v_x = 1.2 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 5.3 \text{ cm}$$

Vérfié

Cas de charge décisif: 14 G+WP (1+5)*1.00

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 5.3 \text{ cm}$$

Vérfié

Cas de charge décisif: 12 G+Q (1+2)*1.00**Profil correct !!**
2ém Poteau
CALCUL DES STRUCTURES ACIER**NORME:** *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.***TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:**

PIECE: 2 PO_2

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00 L$ $= 8.00 \text{ m}$ **CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 7 1.35G+1.5S 1*1.35+3*1.50

MATERIAU:S 235 (S 235) $f_y = 23500000.00 \text{ daN/m}^2$ **PARAMETRES DE LA SECTION: Po IPE 450**

$h=45.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=19.0 \text{ cm}$	$A_y=63.21 \text{ cm}^2$	$A_z=50.84 \text{ cm}^2$	$A_x=98.82 \text{ cm}^2$
$tw=0.9 \text{ cm}$	$I_y=33742.90 \text{ cm}^4$	$I_z=1675.86 \text{ cm}^4$	$I_x=67.18 \text{ cm}^4$
$tf=1.5 \text{ cm}$	$W_{ply}=1701.79 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=276.38 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 9776.02 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = 251.16 \text{ kN*m}$	
$N_{c,Rd} = 232227.00 \text{ daN}$	$M_{y,Ed,max} = 251.16 \text{ kN*m}$	
$N_{b,Rd} = 84084.33 \text{ daN}$	$M_{y,c,Rd} = 399.92 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = 5245.37 \text{ daN}$
	$M_{N,y,Rd} = 399.92 \text{ kN*m}$	$V_{z,c,Rd} = 68984.32 \text{ daN}$

Classe de la section = 1**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

$L_y = 8.00 \text{ m}$	$L_{am,y} = 0.32$	$L_z = 8.00 \text{ m}$	$L_{am,z} = 1.45$
$L_{cr,y} = 5.60 \text{ m}$	$X_y = 0.97$	$L_{cr,z} = 5.60 \text{ m}$	$X_z = 0.36$
$L_{am,y} = 30.31$	$k_{yy} = 0.65$	$L_{am,z} = 135.99$	$k_{zy} = 0.33$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.63 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 30.31 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 135.99 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.45 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.32 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 0.9 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 5.3 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 13 G+S (1+3)*1.00

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 5.3 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 12 G+Q (1+2)*1.00

Profil correct !!!

 **1ér traverse**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 3 TRAVERSE_3 **POINT:** 7 **COORDONNEE:** x = 0.10

L = 1.22 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 1.35G+1.5S 1*1.35+3*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 23500000.00 \text{ daN/m}^2$

**PARAMETRES DE LA SECTION: Tr IPE 450**

h=45.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=19.0 cm	Ay=55.48 cm ²	Az=39.56 cm ²	Ax=98.82 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=33742.90 cm ⁴	Iz=1675.86 cm ⁴	Ix=67.18 cm ⁴
tf=1.5 cm	Wely=1499.68 cm ³	Welz=176.41 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 6429.26 daN	My,Ed = -168.48 kN*m		
Nc,Rd = 232227.00 daN	My,el,Rd = 352.43 kN*m		
Nb,Rd = 232227.00 daN	My,c,Rd = 352.43 kN*m	Vz,Ed = 6378.92 daN	
	Mb,Rd = 346.33 kN*m	Vz,c,Rd = 53667.43 daN	

Classe de la section = 3**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00	Mcr = 5305.52 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.96
Lcr,low=1.50 m	Lam_LT = 0.26	fi,LT = 0.56	XLT,mod = 0.98

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

$$k_{yy} = 1.00$$

$$k_{zy} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.48 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.51 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{,x,Ed}^2 + 3 \cdot \text{Tau}_{,z,Ed}^2)/(\text{fy}/gM0)} = 0.49 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.49 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_{\min} \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.51 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_{\min} \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.51 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/250.00 = 4.9 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 12 G+Q (1+2)*1.00

$u_z = 1.0 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/250.00 = 4.9 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 13 G+S (1+3)*1.00

**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!****2ém traverse****CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 4 TRAVERSE_4 **POINT:** 7

COORDONNEE: $x = 0.10$

$L = 1.22 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 1.35G+1.5S 1*1.35+3*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) $f_y = 23500000.00 \text{ daN/m}^2$

**PARAMETRES DE LA SECTION: Tr IPE 450**

$h=45.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=19.0 \text{ cm}$	$A_y=55.48 \text{ cm}^2$	$A_z=39.56 \text{ cm}^2$	$A_x=98.82 \text{ cm}^2$
$t_w=0.9 \text{ cm}$	$I_y=33742.90 \text{ cm}^4$	$I_z=1675.86 \text{ cm}^4$	$I_x=67.18 \text{ cm}^4$
$t_f=1.5 \text{ cm}$	$W_{ely}=1499.68 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=176.41 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N,Ed = 6429.26$ daN	$My,Ed = -168.48$ kN*m	$Vz,Ed = 6378.92$ daN
$Nc,Rd = 232227.00$ daN	$My,el,Rd = 352.43$ kN*m	$Vz,c,Rd = 53667.43$ daN
$Nb,Rd = 232227.00$ daN	$My,c,Rd = 352.43$ kN*m	
	$Mb,Rd = 346.33$ kN*m	Classe de la section = 3

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.00$	$Mcr = 5305.52$ kN*m	Courbe,LT - d	$XLT = 0.96$
$Lcr,low = 1.50$ m	$Lam_{LT} = 0.26$	$fi,LT = 0.56$	$XLT,mod = 0.98$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

$k_{yy} = 1.00$



en z:

$k_{zy} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$My,Ed/My,c,Rd = 0.48 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$

$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd = 0.51 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$

$\sqrt{(\text{Sig},x,Ed^2 + 3 * \text{Tau},z,Ed^2)/(\text{fy}/\text{gM}0)} = 0.49 < 1.00 \quad (6.2.1.(5))$

$Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$My,Ed/Mb,Rd = 0.49 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$

$N,Ed/(Xmin * N,Rk/\text{gM}1) + k_{yy} * My,Ed/(XLT * My,Rk/\text{gM}1) = 0.51 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

$N,Ed/(Xmin * N,Rk/\text{gM}1) + k_{zy} * My,Ed/(XLT * My,Rk/\text{gM}1) = 0.51 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

$uy = 0.0$ cm < uy max = $L/250.00 = 4.9$ cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 12 G+Q (1+2)*1.00

$uz = 1.0$ cm < uz max = $L/250.00 = 4.9$ cm

Vérifié

Cas de charge décisif: 13 G+S (1+3)*1.00

**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!****Remarque**

que le robot le plus précise par rapport manuellement Le profilé IPE450 est vérifié au poteau et au traverse

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)	Ratio(vx)	Cas (vx)	Ratio(vy)	Cas (vy)
1 PO 1	Po IPE 450	S 235	30.31	135.99	0.63	7 1.35G+1.5S	-	-	-	-	0.22	14 G+WP	0.00	12 G+Q
2 PO 2	Po IPE 450	S 235	30.31	135.99	0.63	7 1.35G+1.5S	-	-	-	-	0.17	13 G+S	0.00	12 G+Q
3 TRAVERSE 3	Tr IPE 450	S 235	60.26	295.26	0.51	7 1.35G+1.5S	0.00	12 G+Q	0.21	13 G+S	-	-	-	-
4 TRAVERSE 4	Tr IPE 450	S 235	60.26	295.26	0.51	7 1.35G+1.5S	0.00	12 G+Q	0.21	13 G+S	-	-	-	-

Chapitre VI

Étude d'assemblage

VI. Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions.

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

VI.1 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.

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/mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
F_{ub} (N/mm ²)	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 .

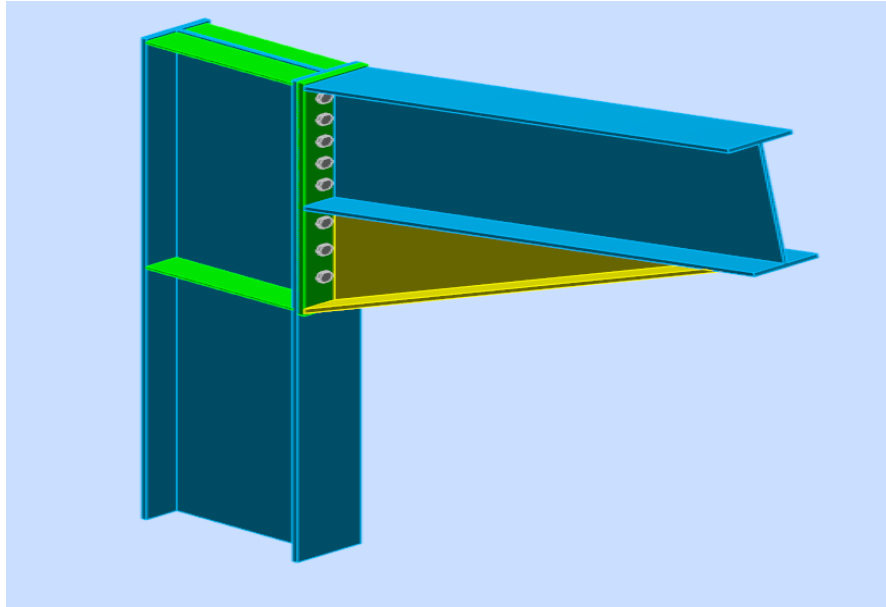


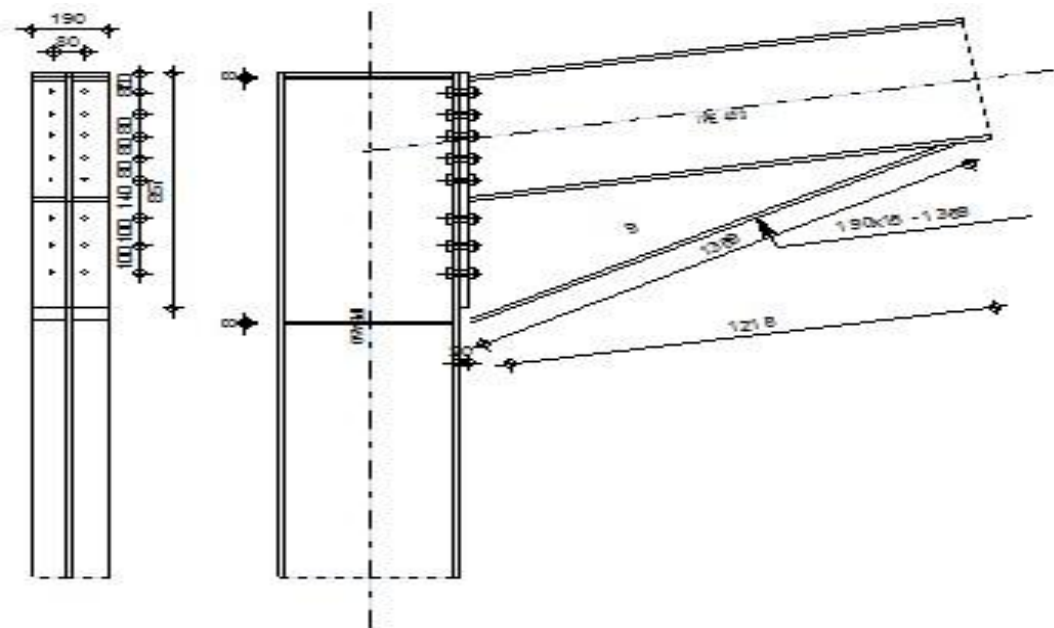


Figure VI .1: Représentation de l'assemblage Poteau –Traverse

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017			
	Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009			



GENERAL

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage : Angle de portique

Noeud de la structure: 4

Barres de la structure: 2, 4

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé: IPE 450

Barre N°: 2

 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison $h_c = 450$ [mm] Hauteur de la section du poteau $b_{fc} = 190$ [mm] Largeur de la section du poteau $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau $t_{fc} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau $r_c = 21$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau $A_c = 98,82$ [cm²] Aire de la section du poteau $I_{xc} = 33742,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 235

 $f_{yc} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance**POUTRE**

Profilé: IPE 450

Barre N°: 4

 $\alpha = 9,8$ [Deg] Angle d'inclinaison $h_b = 450$ [mm] Hauteur de la section de la poutre $b_f = 190$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$\alpha =$	9,8	[Deg]	Angle d'inclinaison
$t_{wb} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	98,82	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	33742,90	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 235

$f_{yb} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

BOULONS

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

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	21168,00	[daN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	8		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	70	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 80$ [mm]

Entraxe $p_i = 80;80;80;80;140;100;100$ [mm]

PLATINE

$h_p =$	857	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	190	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine

Matériau: S 235

$f_{yp} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d =$	190	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	15	[mm]	Épaisseur de l'aile
$h_d =$	450	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	9	[mm]	Épaisseur de l'âme
$l_d =$	1218	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	28,7	[Deg]	Angle d'inclinaison

Matériau: S 235

$f_{ybu} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	421	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	90	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Épaisseur du raidisseur

Matériau: S 235

$f_{ysu} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	421	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	90	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Épaisseur du raidisseur

Matériau: S 235

$f_{ysu} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	7	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	11	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	7	[mm]	Soudure du raidisseur

$a_w = 7$ [mm] Soudure âme

$a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 9: $G+1.5WL$ $1*1.00+4*1.50$

$M_{b1,Ed} = -216,02$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = -6292,91$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = 3228,12$ [daN] Effort axial dans la poutre droite

$M_{c1,Ed} = -216,02$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur

$V_{c1,Ed} = -3228,12$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur

$N_{c1,Ed} = 5142,91$ [daN] Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b = 98,82$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

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

$N_{tb,Rd} = 232227,00$ [daN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 93,14$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

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

$V_{cb,Rd} = 126375,82$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,05 < 1,00$ **vérifié** (0,05)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1701,79$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

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

$M_{b,pl,Rd} = 399,92$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 3809,43$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$M_{cb,Rd} = 895,21$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 895,21$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 891$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

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

$F_{c,fb,Rd} = 100475,79$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = -216,02$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = -3228,12$ [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)]

$z = 663$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$V_{wp,Ed} = -30988,08$ [daN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = 50,84$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} = 50,84$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vs} =$	50,84 [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	829 [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	2,38 [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	0,71 [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	0,71 [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} =$	62832,54 [daN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,49 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,49)$$

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

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	9 [mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	238 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	50,84 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,89	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	11604778,11 [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)]
$A_s =$	14,45 [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]

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

$$F_{c,wc,Rd1} = 81003,81 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]}$$

Flambement:

$d_{wc} =$	379 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	1,00	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,80	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	6,73	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$F_{C,wc,Rd2} = 71\,688,12$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$$F_{C,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{C,wc,Rd1}, F_{C,wc,Rd2})$$

$F_{C,wc,Rd,upp} = 71\,688,12$ [daN] Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES 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	18	-	55	-	100	116	141	116	141	158	120	120	120
2	18	-	55	-	100	116	143	116	143	200	100	100	100
3	18	-	55	-	120	116	143	116	143	240	120	120	120
4	18	-	55	-	110	116	143	116	143	220	110	110	110
5	18	-	55	-	80	116	143	116	143	160	80	80	80
6	18	-	55	-	80	116	143	116	143	160	80	80	80
7	18	-	55	-	80	116	143	116	143	160	80	80	80
8	18	-	55	-	80	116	145	116	145	138	114	114	114

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	27	-	55	-	100	172	178	172	178	186	139	139	139
2	27	-	55	-	100	172	178	172	178	200	100	100	100
3	27	-	55	-	120	172	178	172	178	240	120	120	120
4	27	-	55	-	110	172	178	172	178	220	110	110	110
5	27	-	55	-	80	172	178	172	178	160	80	80	80

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}
6	27	-	55	-	80	172	178	172	178	160	80	80	80
7	27	-	55	-	80	172	178	172	178	160	80	80	80
8	27	-	55	-	80	172	178	172	178	166	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

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la traction

$F_{t,Rd} = 21168,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 23777,58$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$$

$N_{j,Rd} = 232227,00$ [daN] Résistance de l'assemblage à la traction [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

$F_{t,Rd} = 21168,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 23777,58$ [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]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	24939,45	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 31474,11$	31474,11	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 24939,45$	24939,45	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 37080,26$	37080,26	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 38002,79$	38002,79	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 47555,17$	47555,17	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 62832,54$	62832,54	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 71688,12$	71688,12	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 100475,79$	100475,79	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	19137,58	Résistance d'une rangée de boulon

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(2)} = 31474,11$	31474,11	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 24939,45$	24939,45	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 37120,59$	37120,59	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 38002,79$	38002,79	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 47555,17$	47555,17	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 62832,54 - 24939,45$	37893,09	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 71688,12 - 24939,45$	46748,67	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 100475,79 - 24939,45$	75536,34	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 59551,70 - 24939,45$	34612,25	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 44077,03 - 24939,45$	19137,58	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 65243,67 - 24939,45$	40304,22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 52708,33 - 24939,45$	27768,88	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	16961,71	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 31474,11$	31474,11	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 24939,45$	24939,45	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 37120,59$	37120,59	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 38002,79$	38002,79	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 47555,17$	47555,17	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 62832,54 - 44077,03$	18755,51	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 71688,12 - 44077,03$	27611,09	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 100475,79 - 44077,03$	56398,76	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 59569,58 - 19137,58$	40432,00	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 44087,93 - 19137,58$	24950,34	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 91014,27 - 44077,03$	46937,23	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 61038,74 - 44077,03$	16961,71	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 63824,10 - 19137,58$	44686,52	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 48598,00 - 19137,58$	29460,42	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 97918,64 - 44077,03$	53841,61	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 79216,33 - 44077,03$	35139,30	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 16013,54 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	2741,96	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 31474,11$	31474,11	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 24939,45$	24939,45	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 37120,59$	37120,59	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 38002,79$	38002,79	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 47555,17$	47555,17	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 62832,54 - 60090,58$	2741,96	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 71688,12 - 60090,58$	11597,54	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 100475,79 - 60090,58$	40385,22	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 60879,40 - 16013,54$	44865,85	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 45717,29 - 16013,54$	29703,75	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 89354,37 - 35151,12$	54203,24	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 59842,51 - 35151,12$	24691,38	Ame du poteau - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 121153,11 - 60090,58$	61062,53	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 72114,51 - 60090,58$	12023,94	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 64587,02 - 16013,54$	48573,47	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 50807,00 - 16013,54$	34793,46	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 95736,16 - 35151,12$	60585,03	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 72897,00 - 35151,12$	37745,88	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 129830,69 - 60090,58$	69740,12	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 103515,33 - 60090,58$	43424,76	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 31474,11$	31474,11	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 24939,45$	24939,45	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 37120,59$	37120,59	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 38002,79$	38002,79	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 47555,17$	47555,17	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 62832,54 - 62832,54$	0,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 71688,12 - 62832,54$	8855,58	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 100475,79 - 62832,54$	37643,25	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 51446,45 - 2741,96$	48704,49	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 38962,28 - 2741,96$	36220,32	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 83938,95 - 18755,51$	65183,45	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 57325,02 - 18755,51$	38569,51	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 111016,03 - 37893,09$	73122,94	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 68523,84 - 37893,09$	30630,75	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 143490,65 - 62832,54$	80658,11	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 78079,22 - 62832,54$	15246,69	Ame du poteau - traction - groupe

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$	Composant
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 61535,36 - 2741,96$	58793,40	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 41971,00 - 2741,96$	39229,04	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 94210,33 - 18755,51$	75454,82	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 68479,00 - 18755,51$	49723,49	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 125359,47 - 37893,09$	87466,38	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 90569,00 - 37893,09$	52675,91	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 159454,00 - 62832,54$	96621,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 121187,33 - 62832,54$	58354,79	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	713	24939,45	31474,11	24939,45	37080,26	38002,79	42336,00	47555,17
2	613	19137,58	31474,11	24939,45	37120,59	38002,79	42336,00	47555,17
3	513	16013,54	31474,11	24939,45	37120,59	38002,79	42336,00	47555,17
4	373	2741,96	31474,11	24939,45	37120,59	38002,79	42336,00	47555,17
5	293	-	31474,11	24939,45	37120,59	38002,79	42336,00	47555,17
6	213	-	31474,11	24939,45	37120,59	38002,79	42336,00	47555,17
7	133	-	31474,11	24939,45	37120,59	38002,79	42336,00	47555,17
8	53	-	31474,11	24939,45	37120,59	38002,79	42336,00	47555,17

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$M_{j,Rd} = 387,25$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,56 < 1,00$	vérifié	(0,56)
---------------------------------	---------------	----------------	--------

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v =$	0,60	Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$\beta_{Lf} =$	0,91	Coefficient réducteur pour les assemblages longs	[3.8]
$F_{v,Rd} =$	16466,97 [daN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	21168,00 [daN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	20227,64 [daN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	21024,00 [daN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	42336,00	403,52	24939,45	13911,86	14315,37	24979,52
2	42336,00	403,52	19137,58	10675,43	11078,94	26777,86
3	42336,00	403,52	16013,54	8932,76	9336,28	27746,19
4	42336,00	403,52	2741,96	1529,54	1933,05	31859,83
5	42336,00	403,52	0,00	0,00	403,52	32709,73
6	42336,00	403,52	0,00	0,00	403,52	32709,73
7	42336,00	403,52	0,00	0,00	403,52	32709,73
8	42336,00	403,52	0,00	0,00	403,52	32709,73

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 242202,32 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	181,64	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	67,14	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	114,49	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	135143,68	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	5132113,31	[daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	5132113,31	[daN/m ²]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	-549639,26	[daN/m ²]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 10264226,62 < 36000000,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,29)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 10308281,04 < 36000000,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,29)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 5132113,31 < 25920000,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	14	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	20	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	60	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	7	[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	35,50	1809,77
1	713	2	51	49	1	9,60	684,14

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
2	613	2	44	35	1	7,27	445,33
3	513	2	51	42	1	6,88	352,49
4	373	2	49	39	1	4,78	178,01
5	293	1	35	28	1	2,88	84,32
6	213	1	35	28	1	2,09	44,51
7	133	1	35	28	1	1,31	17,32
8	53	2	50	45	1	0,70	3,66

$$k_{\text{eff},j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j^2 / \sum_j k_{\text{eff},j} h_j$$

$$z_{\text{eq}} = 510 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j / z_{\text{eq}}$$

$$k_{\text{eq}} = 7 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{\text{vc}} = 50,84 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 510 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 4 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,\text{ini}} = E z_{\text{eq}}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{\text{eq}}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,\text{ini}} = 133937,56 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,\text{ini}} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 133937,56 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,\text{rig}} = 46546,01 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,\text{pin}} = 2909,13 \quad [\text{kN}\cdot\text{m}] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$S_{j,ini} \leq S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

REMARQUES

Hauteur de la platine trop faible.	885 [mm] > 857 [mm]
Pince du boulon trop grande.	127 [mm] > 120 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,56

VI. 3. Assemblage traverse – traverse

L'assemblage **traverse – traverse** est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée

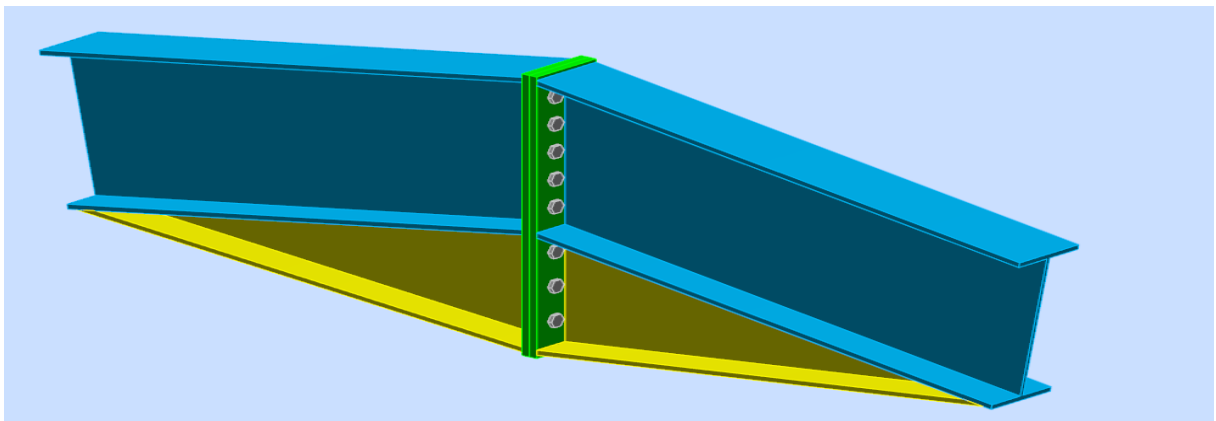
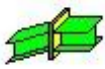

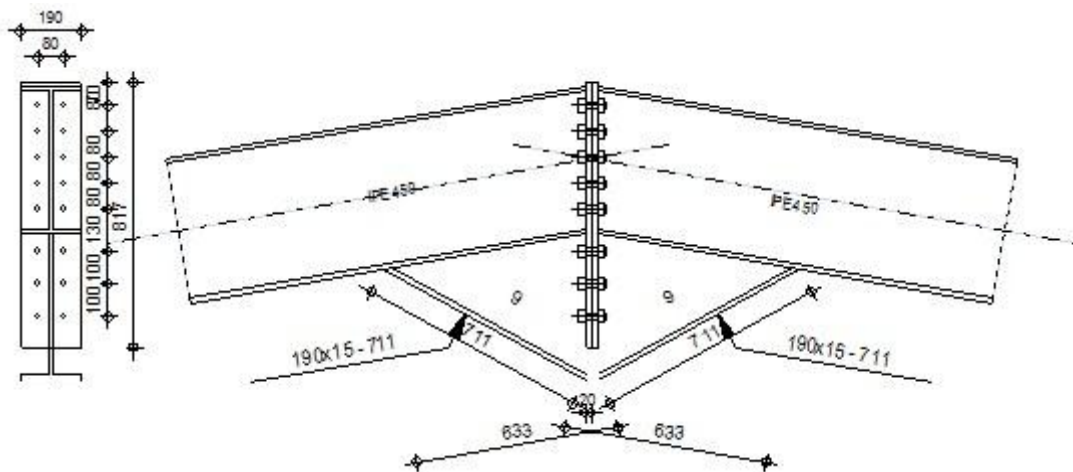


Figure VI.2. Assemblage traverse- traverse

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017	
	Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre	
	NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	



GENERAL

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

Noeud de la structure: 5

Barres de la structure: 3, 4

GEOMETRIE**GAUCHE****POUTRE**

Profilé: IPE 450

Barre N°: 3

 $\alpha = -170,2$ [Deg] Angle d'inclinaison $h_{bl} = 450$ [mm] Hauteur de la section de la poutre $b_{fbl} = 190$ [mm] Largeur de la section de la poutre $t_{wbl} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre $t_{fbl} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre $r_{bl} = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre $A_{bl} = 98,82$ [cm²] Aire de la section de la poutre $I_{xbl} = 33742,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 235

 $f_{yb} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance**DROITE****POUTRE**

Profilé: IPE 450

Barre N°: 4

 $\alpha = -9,8$ [Deg] Angle d'inclinaison

$\alpha =$	-9,8	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	450	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	190	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	9	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	15	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	98,82	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	33742,90	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 235

$f_{yb} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

BOULONS

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

$d =$	20	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	21168,00	[daN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	8		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	70	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 80$ [mm]

Entraxe $p_i = 80; 80; 80; 80; 130; 100; 100$ [mm]

PLATINE

$h_{pr} =$	817	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	190	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20	[mm]	Épaisseur de la platine

Matériau: S 235

$$f_{ypr} = 23500000,00 \quad [\text{daN/m}^2] \text{ Résistance}$$

JARRET INFERIEUR

$$w_{rd} = 190 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur de la platine}$$

$$t_{frd} = 15 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur de l'aile}$$

$$h_{rd} = 450 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de la platine}$$

$$t_{wrd} = 9 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur de l'âme}$$

$$l_{rd} = 1218 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur de la platine}$$

$$\alpha_d = 28,7 \quad [\text{Deg}] \quad \text{Angle d'inclinaison}$$

Matériau: S 235

$$f_{ybu} = 23500000,00 \quad [\text{daN/m}^2] \text{ Résistance}$$

SOUDURES D'ANGLE

$$a_w = 7 \quad [\text{mm}] \quad \text{Soudure âme}$$

$$a_f = 11 \quad [\text{mm}] \quad \text{Soudure semelle}$$

$$a_{fd} = 5 \quad [\text{mm}] \quad \text{Soudure horizontale}$$

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$$\gamma_{M0} = 1,00 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M1} = 1,00 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M3} = 1,10 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

EFFORTS**Etat limite: ultime**

$$\text{Cas: 7: } 1.35G+1.5S \quad 1*1.35+3*1.50$$

$$M_{b1,Ed} = -133,15 \quad [\text{kN*m}] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite}$$

$M_{b1,Ed} = -133,15$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -5245,37$ [daN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 98,82$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

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

$N_{cb,Rd} = 232227,00$ [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1701,79$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

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

$M_{b,pl,Rd} = 399,92$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 3809,43$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

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

$M_{cb,Rd} = 895,21$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 895,21$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 891$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

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

$F_{c,fb,Rd} = 100475,79$ [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:

$\beta = 9,8$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 28,7$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$\beta =$	9,8	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$b_{\text{eff,c,wb}} =$	233	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{\text{vb}} =$	50,84	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,90		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{\text{com,Ed}} =$	0,00	[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)]

$$F_{\text{c,wb,Rd1}} = [\omega k_{\text{wc}} b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M0}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{\text{c,wb,Rd1}} = 64864,93 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]}$$

Flambement:

$$d_{\text{wb}} = 379 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]}$$

$$\lambda_{\text{p}} = 0,98 \text{ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]}$$

$$\rho = 0,81 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]}$$

$$F_{\text{c,wb,Rd2}} = [\omega k_{\text{wc}} \rho b_{\text{eff,c,wb}} t_{\text{wb}} f_{\text{yb}} / \gamma_{\text{M1}}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{\text{c,wb,Rd2}} = 52506,82 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]}$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{\text{c,wb,Rd3}} = b_{\text{b}} t_{\text{b}} f_{\text{yb}} / (0.8 * \gamma_{\text{M0}})$$

$$F_{\text{c,wb,Rd3}} = 81486,25 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]}$$

Résistance finale:

$$F_{\text{c,wb,Rd,low}} = \text{Min} (F_{\text{c,wb,Rd1}}, F_{\text{c,wb,Rd2}}, F_{\text{c,wb,Rd3}})$$

$$F_{\text{c,wb,Rd,low}} = 52506,82 \text{ [daN]} \text{ Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]}$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES 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	27	-	55	-	100	172	178	172	178	186	139	139	139
2	27	-	55	-	100	172	178	172	178	200	100	100	100
3	27	-	55	-	115	172	178	172	178	230	115	115	115
4	27	-	55	-	105	172	178	172	178	210	105	105	105

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}
5	27	–	55	–	80	172	178	172	178	160	80	80	80
6	27	–	55	–	80	172	178	172	178	160	80	80	80
7	27	–	55	–	80	172	178	172	178	160	80	80	80
8	27	–	55	–	80	172	178	172	178	166	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

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low})$$

$$N_{j,Rd} = 105013,63 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]}$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 21168,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$B_{p,Rd} = 32572,03 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]}$$

F_{t,fc,Rd} – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,fc,Rd}$ – 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

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ – Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	37080,26	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 37080,26$	37080,26	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 38002,79$	38002,79	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 65144,07$	65144,07	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 100475,79$	100475,79	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ – Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	15628,07	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 37120,59$	37120,59	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 38002,79$	38002,79	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 65144,07$	65144,07	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 100475,79 - 37080,26$	63395,53	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 65243,67 - 37080,26$	28163,41	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 52708,33 - 37080,26$	15628,07	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} – Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	25403,50	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 37120,59$	37120,59	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 38002,79$	38002,79	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 65144,07$	65144,07	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 100475,79 - 52708,33$	47767,46	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 63442,65 - 15628,07$	47814,58	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 47493,50 - 15628,07$	31865,43	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 97537,18 - 52708,33$	44828,85	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 78111,83 - 52708,33$	25403,50	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 13034,59 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	34732,87	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 37120,59$	37120,59	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 38002,79$	38002,79	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 65144,07$	65144,07	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 100475,79 - 65742,93$	34732,87	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 63824,10 - 13034,59$	50789,51	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 48598,00 - 13034,59$	35563,41	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 94973,24 - 28662,66$	66310,58	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 70688,00 - 28662,66$	42025,34	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 129067,78 - 65742,93$	63324,85	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 101306,33 - 65742,93$	35563,41	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 19664,03 \text{ [daN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]}$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 9663,07 \text{ [daN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} – Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	25069,79	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 37120,59$	37120,59	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 38002,79$	38002,79	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 65144,07$	65144,07	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 100475,79 - 75406,00$	25069,79	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 61153,91 - 9663,07$	51490,83	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 40866,50 - 9663,07$	31203,43	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 93447,41 - 22697,66$	70749,75	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 66270,00 - 22697,66$	43572,34	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 124596,55 - 38325,74$	86270,82	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 88360,00 - 38325,74$	50034,26	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 158691,09 - 75406,00$	83285,09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 118978,33 - 75406,00$	43572,34	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 15441,92 \text{ [daN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]}$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 7588,29 \text{ [daN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6

F_{t6,Rd,comp} – Formule	F_{t6,Rd,comp}	Composant
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	17481, 51	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(6)} = 37120,59$	37120, 59	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 38002,79$	38002, 79	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 65144,07$	65144, 07	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 100475,79 - 82994,28$	17481, 51	Aile de la poutre -compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 54929,80 - 7588,29$	47341, 51	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 35344,00 - 7588,29$	27755, 71	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 90777,22 - 17251,36$	73525, 86	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 58538,50 - 17251,36$	41287, 14	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 123070,73 - 30285,95$	92784, 77	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3)} - \sum_5^3 F_{tj,Rd} = 83942,00 - 30285,95$	53656, 05	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 154219,86 - 45914,02$	108305, 84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2)} - \sum_5^2 F_{tj,Rd} = 106032,00 - 45914,02$	60117, 98	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 188314,40 - 82994,28$	105320, 11	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4+3+2+1)} - \sum_5^1 F_{tj,Rd} = 136650,33 - 82994,28$	53656, 05	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t6,Rd} = F_{t1,Rd} h_6/h_1$

$F_{t6,Rd} = 11219, 80 \text{ [daN]}$ Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t6,Rd} = F_{t2,Rd} h_6/h_2$

$F_{t6,Rd} = 5513, 51 \text{ [daN]}$ 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}	Composant
$F_{t7,Rd} = \text{Min} (F_{t7,Rd,comp})$	11968, 00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(7)} = 37120,59$	37120, 59	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)} = 38002,79$	38002, 79	Ame de la poutre - traction

F_{t7,Rd,comp} - Formule	F_{t7,Rd,comp}	Composant
$B_{p,Rd} = 65144,07$	65144,07	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^6 F_{tj,Rd} = 100475,79 - 88507,79$	11968,00	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd} = 54929,80 - 5513,51$	49416,29	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd} = 35344,00 - 5513,51$	29830,49	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd} = 82394,69 - 13101,79$	69292,90	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd} = 53016,00 - 13101,79$	39914,21	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd} = 118442,37 - 22764,87$	95677,51	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd} = 76210,50 - 22764,87$	53445,63	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd} = 152694,04 - 35799,46$	116894,58	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3)} - \sum_6^3 F_{tj,Rd} = 101614,00 - 35799,46$	65814,54	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd} = 183843,17 - 51427,53$	132415,64	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2)} - \sum_6^2 F_{tj,Rd} = 123704,00 - 51427,53$	72276,47	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd} = 217937,71 - 88507,79$	129429,92	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_6^1 F_{tj,Rd} = 154322,33 - 88507,79$	65814,54	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t7,Rd} = F_{t1,Rd} h_7/h_1$$

$$F_{t7,Rd} = 6997,69 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]}$$

$$F_{t7,Rd} = F_{t2,Rd} h_7/h_2$$

$$F_{t7,Rd} = 3438,72 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 8

F_{t8,Rd,comp} - Formule	F_{t8,Rd,comp}	Composant
$F_{t8,Rd} = \text{Min} (F_{t8,Rd,comp})$	8529,28	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(8)} = 37120,59$	37120,59	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(8)} = 38002,79$	38002,79	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 65144,07$	65144,07	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^7 F_{tj,Rd} = 100475,79 - 91946,51$	8529,28	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{tj,Rd} = 62995,26 - 3438,72$	59556,54	Platine d'about - traction - groupe

F_{t8,Rd,comp} - Formule	F_{t8,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{tj,Rd} = 46198,10 - 3438,72$	42759,38	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{tj,Rd} = 92618,57 - 8952,23$	83666,34	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{tj,Rd} = 63870,10 - 8952,23$	54917,87	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{tj,Rd} = 122241,88 - 16540,52$	105701,36	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{tj,Rd} = 81542,10 - 16540,52$	65001,58	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{tj,Rd} = 153772,48 - 26203,59$	127568,89	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{tj,Rd} = 104736,60 - 26203,59$	78533,01	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{tj,Rd} = 186065,99 - 39238,18$	146827,80	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3)} - \sum_7^3 F_{tj,Rd} = 130140,10 - 39238,18$	90901,92	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{tj,Rd} = 217215,12 - 54866,25$	162348,87	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2)} - \sum_7^2 F_{tj,Rd} = 152230,10 - 54866,25$	97363,85	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{tj,Rd} = 251309,66 - 91946,51$	159363,15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4+3+2+1)} - \sum_7^1 F_{tj,Rd} = 182848,43 - 91946,51$	90901,92	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t8,Rd} = F_{t1,Rd} h_8/h_1$

$F_{t8,Rd} = 2775,57$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t8,Rd} = F_{t2,Rd} h_8/h_2$

$F_{t8,Rd} = 1363,94$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

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	703	37080,26	-	-	37080,26	38002,79	42336,00	65144,07
2	603	15628,07	-	-	37120,59	38002,79	42336,00	65144,07
3	503	13034,59	-	-	37120,59	38002,79	42336,00	65144,07
4	373	9663,07	-	-	37120,59	38002,79	42336,00	65144,07
5	293	7588,29	-	-	37120,59	38002,79	42336,00	65144,07
6	213	5513,51	-	-	37120,59	38002,79	42336,00	65144,07

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	133	3438,72	-	-	37120,59	38002,79	42336,00	65144,07
8	53	1363,94	-	-	37120,59	38002,79	42336,00	65144,07

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 495,41 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]}$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,27 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,27)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 181,64 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 67,14 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 114,49 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 135143,68 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} = -3107079,16 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -3007263,89 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{\parallel} = 0,00 \text{ [daN/m}^2\text{]} \text{ Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]}$$

$$\beta_w = 0,80 \text{ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 6214158,31 < 36000000,00 \text{ vérifié} \quad (0,17)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 6014527,77 < 36000000,00 \text{ vérifié} \quad (0,17)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 3107079,16 < 25920000,00 \text{ vérifié} \quad (0,12)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{\text{wash}} = 4 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{\text{head}} = 14 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{\text{nut}} = 20 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'écrou du boulon [6.2.6.3.(2)]}$$

$$L_b = 60 \text{ [mm]} \text{ Longueur du boulon [6.2.6.3.(2)]}$$

$$k_{10} = 7 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité des boulons [6.3.2.(1)]}$$

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	139,42	6896,41
1	703	∞	∞	49	5	36,37	2555,34
2	603	∞	∞	35	5	28,82	1736,90
3	503	∞	∞	40	5	24,93	1252,83
4	373	∞	∞	37	5	18,06	672,78
5	293	∞	∞	28	4	13,10	383,36
6	213	∞	∞	28	4	9,52	202,38
7	133	∞	∞	28	4	5,94	78,73
8	53	∞	∞	45	5	2,68	14,10

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 495 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 28 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 k_{eq} [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 1448246,67 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \text{ Coefficient de rigidité de l'assemblage} [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 1448246,67 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 46546,01 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 2909,13 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$S_{j,ini} \leq S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AILE ET AME DE LA POUTRE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,27

REMARQUES

Hauteur de la platine trop faible. 885 [mm] > 817 [mm]

VI.1.4 Dimensionnement de la tige d'ancrage des poteaux

➤ 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), $N = 4522.32 \text{ daN}$

✓ Un moment de flexion $M = 23404 \text{ daN.m}$,

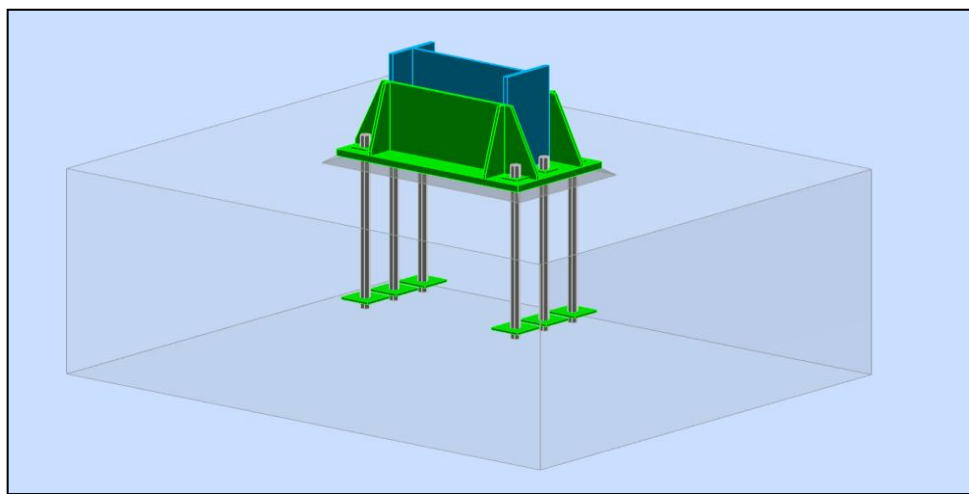


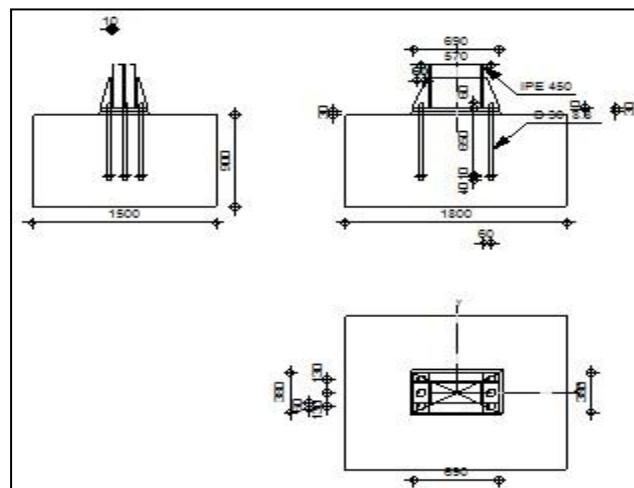


Figure VI.3. Tige d'encrage du pied du poteau.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017						
	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	0,75



GENERAL

Assemblage N°: 3

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 3

Barres de la structure: 2

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé: IPE 450

Barre N°: 2

 $L_c = 8,00$ [m] Longueur du poteau $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison $h_c = 450$ [mm] Hauteur de la section du poteau $b_{fc} = 190$ [mm] Largeur de la section du poteau $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau $t_{fc} = 15$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau $r_c = 21$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau $A_c = 98,82$ [cm²] Aire de la section du poteau $I_{yc} = 33742,90$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 235

 $f_{yc} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance $f_{uc} = 36000000,00$ [daN/m²] Résistance ultime du matériau**PLATINE DE PRESCELLEMENT** $l_{pd} = 690$ [mm] Longueur $b_{pd} = 380$ [mm] Largeur $t_{pd} = 30$ [mm] Epaisseur

SEMELLE ISOLEE

$L = 1800$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 1500$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

RAIDISSEUR

$l_s = 690$ [mm] Longueur

$w_s = 380$ [mm] Largeur

$h_s = 300$ [mm] Hauteur

$t_s = 10$ [mm] Epaisseur

$d_1 = 20$ [mm] Grugeage

$d_2 = 20$ [mm] Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

Béton

Classe User

$f_{ck} = 39750000,00$ [daN/m²] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 1200000,00$ [daN/m²] Résistance caractéristique à la compression

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 10$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 10$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 9: G+1.5WL 1*1.00+4*1.50

$N_{j,Ed} = 4522,32$ [daN] Effort axial

$V_{j,Ed,z} = 8023,32$ [daN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = -234,04$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 26500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 46450378,70$ [daN/m²] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{Mo}))}$$

$c = 12$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 39$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 215$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 84,22$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 758,01$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rdU} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$$

$F_{rdU} = 669574,31$ [daN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j*F_{rdU}/(b_{eff}*l_{eff})$$

$f_{jd} = 53000000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$$A_{c,y} = 216,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de flexion My} \quad [6.2.8.3.(1)]$$

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$$F_{c,Rd,y} = 1144778,70 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du béton à la flexion My} [6.2.8.3.(1)]$$

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$$CL = 1,00 \quad \text{Classe de la section} \quad \text{EN 1993-1-1:[5.5.2]}$$

$$W_{pl,y} = 4830,29 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{c,Rd,y} = 1135,12 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_{f,y} = 486 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = 233410,70 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} [6.2.6.7.(1)]$$

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{C,Rd,y} = 233410,70 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée} [6.2.8.3]$$

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$$A_b = 5,61 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de section efficace du boulon} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$f_{ub} = 80000000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad \text{Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$\text{Beta} = 0,85 \quad \text{Coefficient de réduction de la résistance du boulon} [3.6.1.(3)]$$

$$F_{t,Rd,s1} = \text{beta} * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd,s1} = 27466,56 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon à la rupture} [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\gamma_{Ms} = 1,20 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad \text{CEB [3.2.3.2]}$$

$$f_{yb} = 55000000,00 \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad \text{Limite de plasticité du matériau du boulon} \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$$

$$F_{t,Rd,s2} = 25712,50 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon à la rupture} \text{CEB [9.2.2]}$$

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$F_{t,Rd,s} = 25712,50$ [daN] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 39750000,00$ [daN/m²] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]

$A_h = 92,93$ [cm²] Aire de contact de la plaque d'ancrage CEB [15.1.2.3]

$\rho_k = 278250000,00$ [daN/m²] 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]

$$F_{t,Rd,p} = \rho_k * A_h / \gamma_{Mp}$$

$F_{t,Rd,p} = 1282647,16$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.3]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 413$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$$N_{Rk,c}^0 = 9.0 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 150786,24$ [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]

$A_{c,N0} = 27150,00$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.4]

$A_{c,N} = 27000,00$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.4]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 0,99$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.4]

$c = 615$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.4]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 1,00$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.4]

$\psi_{ec,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.4]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm] / 200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.4]

$\psi_{ucr,N} = 1,00$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.4]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$F_{t,Rd,c} = 69254,81$ [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

$h_{ef} = 650$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.5]

$$N_{Rk,c}^0 = 9.0[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 297359,02$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]

$s_{cr,N} = 1300$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.5]

$c_{cr,N} = 650$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.5]

$A_{c,N0} = 29172,00$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.5]

$A_{c,N} = 27000,00$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.5]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 0,93$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.5]

$c = 615$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.5]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 0,98$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.5]

$\psi_{ec,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.5]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.5]

$\psi_{ucr,N} = 1,00$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.5]

$$\psi_{h,N} = (h/(2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$\psi_{h,N} = 0,78$ Coef. dépendant de la hauteur de la fondation CEB [9.2.5]

$\gamma_{M,sp} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} * \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$F_{t,Rd,sp} = 98103,59$ [daN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$F_{t,Rd} = 25712,50$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$l_{eff,1} =$	335	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} =$	335	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	84	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} =$	17,70	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} =$	17,70	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} =$	84600,00	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} =$	61654,17	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} =$	77137,50	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} =$	$\min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd,y} =$	61654,17	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} =$	123308,33	[daN]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,y} =$	$F_{t,pl,Rd,y}$			
$F_{T,Rd,y} =$	61654,17	[daN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,04 < 1,00$	vérifié	(0,04)
$e_y =$	5175	[mm]	Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	243	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$ [6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	285	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$ [6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	311,02	[kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,75 < 1,00$	vérifié	(0,75)

CISAILLEMENT**PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE****Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$**

$\alpha_{d,z} = 0,63$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0,63$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 40500,00$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,28$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 7,07$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 80000000,00$ [daN/m²] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 12440,71$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$ Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 0,87$ [kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 60$ [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 2421,03$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 149590,38$ [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]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 138509,61$ [daN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 634565,63$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\Psi_{A,V,z} = 0,66$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\Psi_{h,V,z} = 1,01$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\Psi_{s,V,z} = 0,90$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\Psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \Psi_{A,V,z} \cdot \Psi_{h,V,z} \cdot \Psi_{s,V,z} \cdot \Psi_{ec,V,z} \cdot \Psi_{\alpha,V,z} \cdot \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,z} = 175115,79$ [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)]

$N_{c,Ed} = 0,00$ [daN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$F_{f,Rd} = 0,00$ [daN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 14526,16$ [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,55 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,55)$$

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 13,92$ [kN*m] Moment fléchissant du raidisseur

$Q_1 = 23197,11$ [daN] Effort tranchant du raidisseur

$z_s = 72$ [mm] Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 13,92$	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$I_s = 7643,87$	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 762869,25$	[daN/m ²]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 4699651,30$	[daN/m ²]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 7732370,51$	[daN/m ²]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 13414567,84$	[daN/m ²]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0,57 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,57)$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 2,43$	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 5707,77$	[daN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s = 52$	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 8659,73$	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 61847,65$	[daN/m ²]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 778525,00$	[daN/m ²]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 1902588,69$	[daN/m ²]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 3295960,60$	[daN/m ²]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0,14 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,14)$$

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 2073446,70$	[daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} = 2073446,70$	[daN/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{y } = 0,00$	[daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z } = 222771,03$	[daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W = 0,80$		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y||}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,12 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z||}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2}))} \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,10 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00	[daN/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	3866185,25	[daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[daN/m ²]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,19 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	571766,68	[daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	571766,68	[daN/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	951294,34	[daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	2005629,91	[daN/m ²]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,06 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_{\perp} =$	6834514,52	[daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	6834514,52	[daN/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	4920977,57	[daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	16108706,21	[daN/m ²]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,45 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,45)$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	2374117,70	[daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	2374117,70	[daN/m ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	1487495,77	[daN/m ²]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} = 2374117,70$ [daN/m²] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 5402191,25$ [daN/m²] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_W = 0,80$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,15 < 1,00$ **vérifié** (0,15)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 39$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 215$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$$

$k_{13,y} = 70$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 335$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 84$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,y} = 7$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 325$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$$

$k_{16,y} = 3$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,y} = 0,46$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 76486,47$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12]

$S_{j,rig,y} = 265725,34$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,75

Chapitre VII

Calcul Des Fondations

VII.1 Calcul des fondations :

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol, c'est pourquoi elles constituent une partie très importante puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure. Le dimensionnement des fondations est fait selon le règlement BAEL91.

Charge à prendre en considération :

ELU :

$$M_u = 23404 \text{ daN.m}$$

$$N_u = 8023.32 \text{ daN}$$

ELS :

$$M_s = 11898 \text{ daN.m}$$

$$N_s = 3704.51 \text{ daN}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 0,2 \text{ Mpa} = 20000 \text{ daN/m}^2$$

VII .1.2. Choix du type de fondations :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- _ La nature et le poids de la superstructure.
- _ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- _ La qualité du sol de fondation.

Semelle isolée :

On dimensionne la semelle sous l'effort « N » et la valeur de la contrainte admissible du sol.

$$\frac{N_u}{S} < \sigma_{sol}$$

Avec :

N_u : effort normal a l'état ultime

S : surface de la semelle en contact avec le sol.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol.

A : petite dimension de la semelle.

B : grande dimension de la semelle.

$$\frac{N_u}{S} < \sigma_{sol} \quad \longrightarrow \quad \frac{N_u}{\sigma_{sol}} < S$$

Suivant la relation relative des dimensions de la platine de la semelle on a :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \implies A \cdot b = B \cdot a \quad A = \frac{B \times a}{b}$$

$$S = A \times B$$

Suivant l'inégalité de la justification de l'état ultime de résistance vis-à-vis du sol.

$$\frac{N_u}{S} < \sigma_{sol} \implies \frac{N_u}{\sigma_{sol}} < (A \times B)$$

Le dimensionnement de la section de la semelle se fera selon logiciel de ROBOT

$$a=92 \text{ cm} \quad b=40 \text{ cm} \quad A=B \text{ semelle carré}$$

$$\bullet M_{u \max} = 23404 \text{ daN.m}$$

$$\bullet N_{u \max} = 8023.32 \text{ daN}$$

Calcul de longueur (B) de la semelle :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_u}{\sigma_{sol}}} \implies \sqrt{\frac{8023.32}{20000}} = 0.63 \text{ m}$$

On adopte $B=1.5 \text{ m}$

Donc on prend une semelle de dimensions (1,5m,1,5m)

b. Détermination de d et h : $h=d+5 \text{ cm}$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a \implies \frac{1.5-0.4}{4} \leq d \leq 1.5-0.92$$

$$\implies 0.27 \leq d \leq 0.58 \text{ donc on prend } d = 55 \text{ cm}$$

$$\text{Alors } h = 55+5 = 60 \text{ cm}$$

VII.1.3. Vérification de la stabilité au renversement :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{B}{6} \quad e_0 = \frac{23404}{8023.32} = 2.91 \text{ m} \geq \frac{1.5}{6} = 0.25 \text{ m}$$

Diagramme triangulaire

$$\text{Donc on vérifie : } \sigma_2 = \frac{2 \times N}{3 \left(\frac{B}{2} - e_0 \right) \times B} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_2 = \frac{2 \times 8023.32}{3 \left(\frac{1.5}{2} - 2.91 \right) 1.5} \leq \sigma_{sol}$$

$$1650.8 \text{ daN/m}^2 \leq 20000 \text{ daN/m}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

VII.1.4 Calcul de ferrailage

Le calcul se fait à L'ELU et la vérification à L'ELS :

Pour (A'), nous allons utiliser la méthode « console »

$$\sigma_d = \frac{B+0.35 \times b - 3 \times e_0}{3 \times (0.5B - e_0)} \times \sigma_2$$

$$\sigma_d = \frac{1.5+0.35 \times 0.4 - 3 \times 2.91}{3 \times (0.5 \times 1.5 - 2.91)} \times 1650.8 = 1805.3 \text{ dan/m}^2$$

$$M_d = B \left(\frac{B}{2} - 0.35 \times b \right)^2 \times \left(\frac{\sigma_d + 2\sigma_2}{6} \right)$$

$$M_d = 1.5 \left(\frac{1.5}{2} - 0.35 \times 0.4 \right)^2 \times \left(\frac{1805.3 + 2 \times 1650.8}{6} \right) = 475.06 \text{ daN.m}$$

$$A' = \frac{M_d}{Z \times \sigma_{bc}} = \frac{475.06 \times 100}{0.9 \times 55 \times 3480} = 0.27 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopte } A' = 5T10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

VII.1.5 Vérification de ferrailage :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{6} \quad e_0 = \frac{11898}{3704.51} = 3.21 \text{ m} \geq \frac{1.5}{6} = 0.25 \text{ m}$$

Diagramme triangulaire

$$\text{Donc on vérifie : } \sigma_2 = \frac{2 \times N}{3 \left(\frac{B}{2} - e_0 \right) \times B} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_2 = \frac{2 \times 8023.32}{3 \left(\frac{1.5}{2} - 3.21 \right) \times 1.5} \leq \sigma_{sol}$$

$$669.2 \text{ dan/m}^2 \leq 20000 \text{ dan/m}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\sigma_d = \frac{B+0.35 \times b - 3 \times e_0}{3 \times (0.5B - e_0)} \times \sigma_2$$

$$\sigma_d = \frac{1.5+0.35 \times 0.4 - 3 \times 3.21}{3 \times (0.5 \times 1.5 - 3.21)} \times 629.2 = 681.20 \text{ dan/m}^2$$

$$M_d = B \left(\frac{B}{2} - 0.35 \times b \right)^2 \times \left(\frac{\sigma_d + 2\sigma_2}{6} \right)$$

$$M_d = 1.5 \left(\frac{1.5}{2} - 0.35 \times 0.4 \right)^2 \times \left(\frac{681.20 + 2 \times 669.2}{6} \right) = 187.87 \text{ daN.m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_d}{Z \times \sigma_{bc}} = \frac{187.87 \times 100}{0.9 \times 55 \times 3480} = 0.109 \text{ cm}^2 \leq 3.93 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

$$e \geq 6\emptyset + 6 = 12 \text{ cm} \text{ donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$

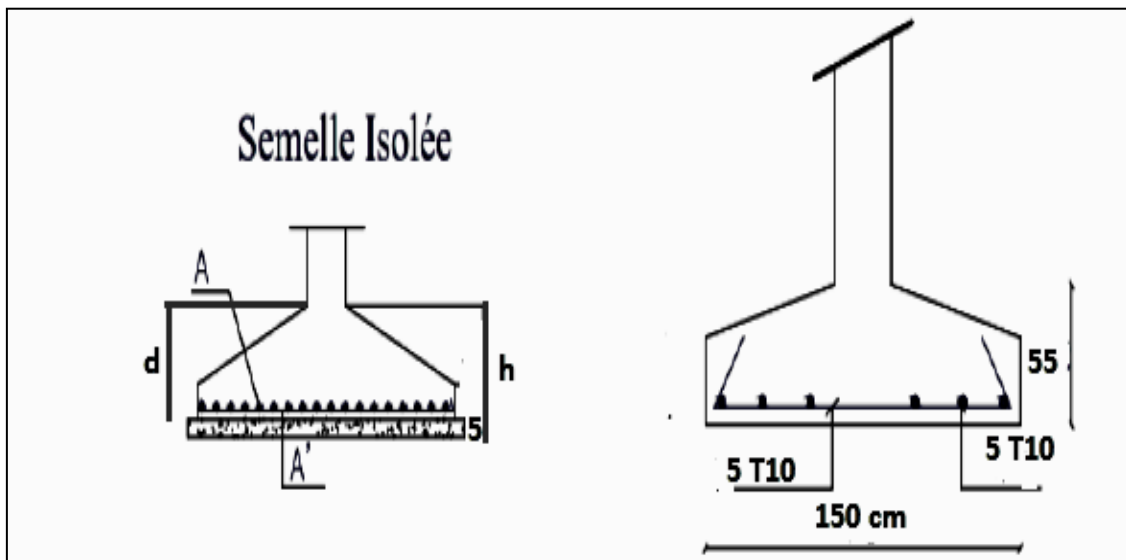


Figure VII.1 Schémas ferrailages de la semelle

VII. 2 Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction. Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

VII.2.1 Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, pour un sol de type S2 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à

$$F = \max (N/\alpha ; 20 \text{ KN})$$

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 S2 et zone sismique IIa ($\alpha=15$) .

Ferrailage :

ELU :

$$N_u = 8023.32 \text{ daN}$$

$$F_u = \max (N/\alpha \geq 20 \text{ KN})$$

$$N/\alpha = 8023.32/15 = 534.888\text{daN}$$

$$F_u = \max (5.34 \text{ KN} ; 20\text{KN})$$

VII.2.2 Ferrailages des longrines :

Le RPA99 exige une section minimale

$$A_s = 0, 6\% B = (6/100) \times (25 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2$$

on adopte : 6 T12 = 6,78 cm²

Condition de non fragilités :

$$A_s \geq 0, 23 (f_t/f_c).bd$$

$$A_s \geq 0, 23 (2.1 / 400) 25 \times 27 = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 0.81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

L'espace des cadres :

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15\varnothing) \quad \longrightarrow \quad S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15 \times 1, 2)$$

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 18 \text{ cm})$$

On adopter: S_t = 15 cm.

Les armatures transversales :

On choix forfaitairement : Ø_t = 8mm.

$$A_s = 2.01\text{cm}^2 .$$

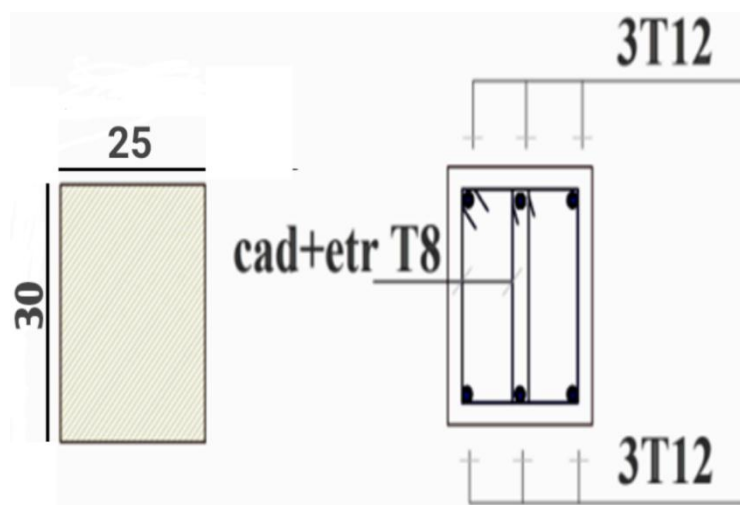


Figure VII.2 Schémas ferrailages des longrines

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Ce modeste travail nous a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de notre formation de master en génie civil.

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, la neige, le vent et le séisme.

Ce travail consiste à étudier et dimensionner un hangar en charpente métallique. Après avoir défini les charges agissantes sur la structure, les poteaux, poutres sablières, contreventements, stabilités, pannes, potelets et lisses de bardage comme éléments de la structure ont été dimensionnés.

Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.

La structure a été modélisée par le logiciel ROBOT afin d'élaborer le calcul sismique. Le calcul de la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne dépasse pas les 80% de la résultante des forces sismiques, comme exigé par le règlement.

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.

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. Dahmani Lahlou, Calcul des éléments de constructions métalliques selon l'eurocode3, Editions: n°5343, OPU, Septembre 2014.
2. DTR. C- 2-4.7 ; Règlement neige et vent « RNV2013 ».
3. DTR B C 2 48; Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
4. DTR.B. C- 2.2 ; Charge permanentes et charges d'exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
5. EUROCODE 3 ; Calcul des éléments résistants d'une construction métallique.
6. Cours de construction métallique université Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi Bordj Bou Arréridj de 1^{er} année master 2018-2019.
7. CCM97, « règles de conception et de calcul des structures en acier », DTR BC 2.44, Centre de recherche appliquée en génie parasismique, Alger.
8. B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites.
9. Projets de fin d'étude (Université de BEJAIA, ANNABA).
 - Université de BEJAIA étude d'un hangar en charpente métallique a usage de stockage, année 2015-2016.
 - Université de ANNABA étude d'un hangar en charpente métallique avec un pont roulant année 2018-2019.

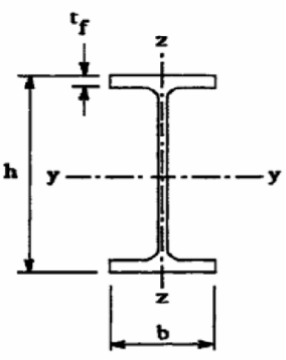
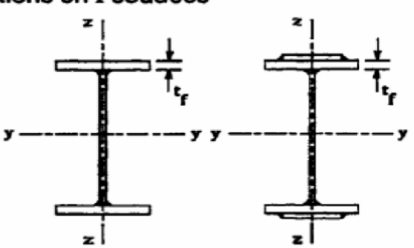

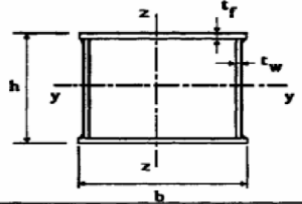

ANNEXES 1

Tableau des armatures

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Section en cm² de N armatures de diamètre Φ (mm)

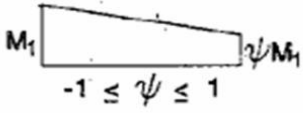
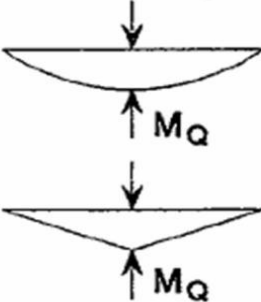
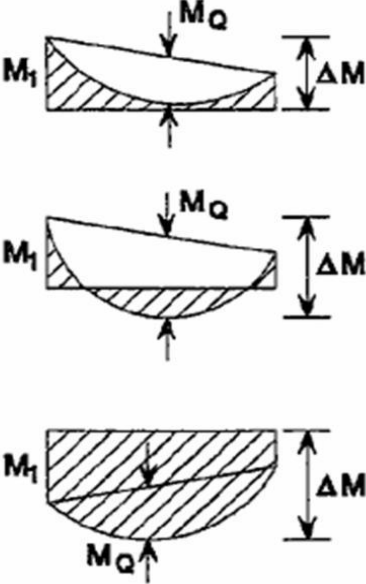
ANNEXS 2

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

ANNEXS 3

Facteurs de moment uniforme équivalent β_M

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p>  <p>M_Q M_Q</p>	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p>  <p>M_1 M_Q ΔM M_1 M_Q ΔM M_1 M_Q ΔM</p>	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max}M $ dû aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} \max M \text{ pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M \text{ pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

ANNEXS 4

Désignation Designation Обозначение	Valeurs statiques / Section properties / Справочные значения												Classification классификация согласно EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001	
	axe fort y-y strong axis y-y ось y-y						axe faible z-z weak axis z-z ось z-z						Pure bending Чистый изгиб у-у			Pure compression Чистое сжатие						
	G kg/m	I_y mm ⁴ x10 ⁴	W_{dy} mm ³ x10 ³	W_{dy}^* mm ³ x10 ³	i_y mm x10	A_x mm ² x10 ²	I_z mm ⁴ x10 ⁴	W_{dz} mm ³ x10 ³	W_{dz}^* mm ³ x10 ³	i_z mm x10	s_x mm	I_t mm ⁴ x10 ⁴	I_w mm ⁶ x10 ⁶	S235	S355	S460	S235	S355				S460
IPE AA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3,00	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,40	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 80	5,0	64,4	16,5	19,0	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 80	6,0	80,1	20,0	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,70	0,12	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,40	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 100	6,9	141	28,8	33,0	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,20	0,35	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7,00	11,0	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 120	10,4	318	53,0	60,7	4,90	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	✓		
IPE A 140	10,5	435	63,3	71,6	5,70	6,21	36,4	10,0	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE 140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓

Désignation Designation Обозначение	Valeurs statiques / Section properties / Справочные значения												Classification классификация согласно EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001	
	axe fort y-y strong axis y-y ось y-y						axe faible z-z weak axis z-z ось z-z						Pure bending Чистый изгиб у-у			Pure compression Чистое сжатие						
	G kg/m	I_y mm ⁴ x10 ⁴	W_{dy} mm ³ x10 ³	W_{dy}^* mm ³ x10 ³	i_y mm x10	A_x mm ² x10 ²	I_z mm ⁴ x10 ⁴	W_{dz} mm ³ x10 ³	W_{dz}^* mm ³ x10 ³	i_z mm x10	s_x mm	I_t mm ⁴ x10 ⁴	I_w mm ⁶ x10 ⁶	S235	S355	S460	S235	S355				S460
IPE AA 240	24,9	3154	267	298	9,97	15,3	231	38,6	60,0	2,70	38,4	7,33	30,1	1	1	-	3	4	-	✓		
IPE A 240	26,2	3290	278	312	9,94	16,3	240	40,0	62,4	2,68	39,4	8,35	31,3	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 240	30,7	3892	324	367	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPE O 240	34,3	4369	361	410	10,0	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE A 270	30,7	4917	368	413	11,2	18,8	358	53,0	82,3	3,02	40,5	10,3	59,5	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 270	36,1	5790	429	484	11,2	22,1	420	62,2	97,0	3,02	44,6	15,9	70,6	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE O 270	42,3	6947	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE A 300	36,5	7173	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,34	42,1	13,4	107	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 300	42,2	8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	46,1	20,1	126	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 300	49,3	9994	658	744	12,6	29,1	746	98,1	153	3,45	51,0	31,1	158	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 330	43	10230	626	702	13,7	27,0	685	85,6	133	3,54	47,6	19,6	172	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 330	49,1	11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	28,2	199	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 330	57	13910	833	943	13,8	34,9	960	119	185	3,64	56,6	42,2	246	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 360	50,2	14520	812	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	282	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 360	57,1	16270	904	1019	15,0	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 360	66	19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	380	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 400	57,4	20290	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4,00	55,6	34,8	432	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 400	66,3	23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓

Désignation Designation Обозначение	Dimensions Размеры						Dimensions de construction Dimensions for detailing Конструкционные размеры						Surface Площадь поверхности	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ² x10 ²	h ₁ mm	d mm	Ø	P _{min} mm	P _{max} mm	A _L m ² /m	A _C m ² /t
HE 220 AA*	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118	1,247	30,87
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M 27	100	118	1,270	17,77
HE 220 C*	94,1	230	223	12,5	21	18	119,9	188	152	M 27	104	122	1,296	13,77
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124	1,322	11,27
HE 240 AA*	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138	1,359	28,67
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138	1,369	22,70
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M 27	108	138	1,384	16,63
HE 240 C*	119	255	244	14	24,5	21	152,2	206	164	M 27	112	142	1,422	11,90
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146	1,460	9,318
HE 260 AA*	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M 27	110	158	1,474	27,22
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158	1,484	21,77
HE 260 B	93,0	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158	1,499	16,12
HE 260 C*	132	275	264	14	25	24	168,4	225	177	M 27	118	162	1,537	11,63
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166	1,575	9,133
HE 280 AA*	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M 27	110	178	1,593	26,01
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178	1,618	15,69

Désignation Designation Обозначение	Dimensions Размеры						Dimensions de construction Dimensions for detailing Конструкционные размеры						Surface Площадь поверхности	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ² x10 ²	h ₁ mm	d mm	Ø	P _{min} mm	P _{max} mm	A _L m ² /m	A _C m ² /t
HE 340 AA*	78,9	320	300	8,5	11,5	27	100,5	297	243	M 27	118	198	1,777	22,52
HE 340 A	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	297	243	M 27	118	198	1,795	17,13
HE 340 B	134	340	300	12	21,5	27	170,9	297	243	M 27	122	198	1,810	13,49
HE 340 M	248	377	309	21	40	27	315,8	297	243	M 27	132	204	1,902	7,670
HE 360 AA*	83,7	339	300	9	12	27	106,6	315	261	M 27	118	198	1,814	21,67
HE 360 A	112	350	300	10	17,5	27	142,8	315	261	M 27	120	198	1,834	16,36
HE 360 B	142	360	300	12,5	22,5	27	180,6	315	261	M 27	122	198	1,849	13,04
HE 360 M	250	395	308	21	40	27	318,8	315	261	M 27	132	204	1,934	7,730
HE 400 AA*	92,4	378	300	9,5	13	27	117,7	352	298	M 27	118	198	1,891	20,46
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	159,0	352	298	M 27	120	198	1,912	15,32

	G kg/m	h=b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm	A mm ² x10 ²	z _x =y _x mm x10	v mm x10	u ₁ mm x10	u ₂ mm x10	A _c m ² /m	A _c m ² /t
L 20 x 20 x 3 ^{-fA}	0,879	20	3	3,5	2,0	1,12	0,596	1,41	0,843	0,700	0,077	87,40
L 25 x 25 x 3 ^{-fA}	1,11	25	3	3,5	2,0	1,42	0,721	1,77	1,02	0,877	0,097	86,88
L 25 x 25 x 4 ^{-fA}	1,45	25	4	3,5	2,0	1,85	0,761	1,77	1,08	0,892	0,097	66,67
L 30 x 30 x 3 ^{-fA}	1,36	30	3	5	2,5	1,74	0,835	2,12	1,18	1,05	0,116	84,87
L 30 x 30 x 4 ^{-fA}	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,878	2,12	1,24	1,06	0,116	65,02
L 35 x 35 x 4 ^{-fA}	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,136	64,82
L 40 x 40 x 4 ^{-fA}	2,42	40	4	6	3,0	3,08	1,12	2,83	1,58	1,40	0,155	64,07
L 40 x 40 x 5 ^{-fA}	2,97	40	5	6	3,0	3,79	1,16	2,83	1,64	1,41	0,155	52,07
L 45 x 45 x 4 ^{-fA}	2,74	45	4	7	3,5	3,49	1,23	3,18	1,75	1,57	0,174	63,46
L 45 x 45 x 4,5 ^{-fA}	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,174	56,83
L 45 x 45 x 5 ^{-fA}	3,38	45	5	7	3,5	4,30	1,28	3,18	1,81	1,58	0,174	51,51
L 50 x 50 x 4 ^{-fA}	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,36	3,54	1,92	1,75	0,194	63,49
L 50 x 50 x 5 ^{-fA}	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,194	51,46
L 50 x 50 x 6 ^{-fA}	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,194	43,41
L 50 x 50 x 7 ^{-fA}	5,15	50	7	7	3,5	6,56	1,49	3,54	2,10	1,78	0,194	37,66
L 55 x 55 x 5 ^{-fA}	4,18	55	5	8	4,0	5,32	1,52	3,89	2,15	1,93	0,213	51,05
L 55 x 55 x 6 ^{-fA}	4,95	55	6	8	4,0	6,31	1,56	3,89	2,21	1,94	0,213	43,04
L 60 x 60 x 4 ^{-fA}	3,70	60	4	8	4,0	4,71	1,60	4,24	2,26	2,10	0,233	63,07
L 60 x 60 x 5 ^{-fA}	4,57	60	5	8	4,0	5,82	1,64	4,24	2,32	2,11	0,233	51,04
L 60 x 60 x 6 ^{-fA}	5,42	60	6	8	4,0	6,91	1,69	4,24	2,39	2,11	0,233	42,99