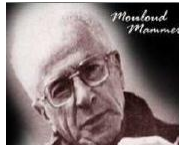


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU



Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention d'un diplôme du Master en Génie Civil
Option : Constructions métalliques

Thème :

**Etude d'un hangar en charpente métallique à usage
industriel.**

Réalisé par :

DJERMANE Jugurta

KERROUM Mohamed Akli

Promoteur :

Mr : LABIOD

Membres du jury :

Mr : BOUJEMIA

Mr : ILLOULI

Remercîment

Ce modeste travaille est le fruit de plusieurs années de sacrifices de travailles est de persévérances, ajouté a tous cela la bénédiction de dieu et la participation de plusieurs personnes .Alors on teint a merciés infiniment :

Dieu tous puissant pour nous avoir donné la volonté est le courage nécessaire pour mener a bien notre mémoire.

On rend hommage a nos chères parent qui on illuminé notre chemin depuis notre naissance et qui nous ont donnés la force dans les moments les plus difficiles pour mener a bien nos études, sans oublié tous les membres de nos familles respectives qui on participés de pré ou de loin a notre réussite.

On adresse notre reconnaissance a tous les enseignant qui on accompagnés notre parcours scolaire en particulier notre promoteur :

Mr Labiod pour sa contribution ses conseilles, sont encadrement et ses remarques importantes, MrDHMANI Lehlou pour sa disponibilité sa gentillesse sa patient pour son travaille et la qualité des références qui nous a conseillé de suivre et grâce aux quelles on a pu gagnés beaucoup de temps et d'efforts, ainsi on a assuré une bonne qualité dans notre travaille d'étude.

Les membres du jury qui nous auneur avec leur présences et nous permettrons de savoir le niveau de notre travaille par leur jugement et conseilles précieux

Nos sincères gratitudes a toutes personnes qui on participés a l'aboutissement de notre projet même avec une simple parole d'encouragement.

Sommaire

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I .1 : Généralités.....	(1)
I. 2-Présentation de l'ouvrage	(2)
I.3 Localisation et données concernant le site du projet.....	(3)
I.4 Les matériaux utilisés	(4)

Chapitre II : étude climatique..... (5)

II.1 Action du vent	(5)
II.1.1 Détermination de la valeur de C_d	(6)
II.1.2 Pression dynamique q_h	(7)
II.1.3 Coefficient de rugosité	(8)
II.1.4 Intensité de turbulence I_v	(8)
II.1.5 Coefficient d'exposition.....	(9)
II.1.6 Valeur de la pression dynamique (q_h).....	(8)
II.1.7 Coefficient de pression extérieure (C_e)	(9)
II.1.8 Coefficients de pressions intérieures	(12)
II.1.9 Pression statique du vent	(13)
II.2 Calcule de la force de frottement.....	(18)
II.3 Action d'ensemble.....	(19)
II.3.1 Calcul de la stabilité d'ensemble	(23)

Chapitre III : pré-dimensionnement des éléments

III.1 Calcul Des Pannes De Couverture	(27)
III.1.2 Combinaison de charge les plus défavorables	(29)
III.1.3 Vérification a la sécurité.....	(30)
III.1.4 Vérification a l'état limite de service ELS	(36)
III.1.5 Conclusion	(37)
III.2 Calcule des liernes de pannes	(38)
III.3 Étude de l'échantignole.....	(40)
III.4 Études des lisses debardage	(43)
III.4.1 Vérification a L'ELU	(43)
III.4.2 Vérification de l'IPE 100 a la sécurité	(44)
III.4.3 vérification a l'état limite de service (ELS).....	(46)

III.5 Calcul des liernes de long-pan	(48)
III.6 Calcul des potelets	(51)
III.6.1 Évaluation des charges et surcharges	(51)
III.6.3 Vérification de l'IPE a 'ELU	(52)
III.6.4 Vérification de l'élément aux instabilités	(59)
III.6.5 Conclusion	(60)

Chapitre IV : étude sismique

IV.1 Méthode statique équivalente	(61)
IV.1.2 Calcul de la force sismique totale	(62)
IV.1.4 Facteur de qualité « Q »	(64)
IV.1.5 Poids total de la structure « W »	(64)
IV.1.6 Force sismique suivant la direction X.....	(65)
IV.2 Évaluation de la force sismique suivant la direction Y.....	(65)
IV.2.1 Coefficient de comportement global de la structure « R ».....	(65)
IV.2.2 Facteur de qualité « Q».....	(65)
IV.2.3 Force sismique suivant la direction Y.....	(65)
IV.3 Conclusion	(66)

Chapitre V : étude du contreventement

V.1 Calcul de la poutre au vent en pignon	(67)
V.1.1 Vérification à la résistance ultime de la section	(70)
V.1.2 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la résistance..	(71)
V.2 Calcul de la palée de stabilité en long pan	(80)
V.2.1 Vérification à la résistance ultime de la section nette	(81)
V.3 Conclusion	(82)

Chapitre VI : étude du portique

VI.1 Caractéristiques du portique étudié	(83)
VI.2 Calcul des efforts internes	(86)
VI.4 Calcul de l'imperfection géométrique globale :(défaut d'aplomb).....	(91)
VI.5 Choix de la méthode d'analyse	(95)
VI.6 Pré-dimensionnement de la traverse	(97)
VI.7 Vérification de la traverse a l'ELS	(98)
VI.8 Conclusion	(108)
VI.9 Pré-dimensionnement du poteau	(108)
VI.10 CONCLUSION.....	(113)

Chapitre VII: étude des assemblages

VII.1 Calcul des assemblages par boulons	(114)
VII.3 Assemblage de rive (Poteau-Traverse).....	(115)
VII.4 Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse)	(123)
VII.5 Calcul des bases des poteaux.....	(125)
VII.5.5 Les tiges d'ancrage	(132)

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1 : Vue d'ensemble du projet.

Figure I.2 : Panneau sandwichs.

Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction).

CHAPITRE II

Figure II.1: Les directions principales du vent.

Figure II.2 : Hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de la pression dynamique.

Figure II.3 : Pour la direction du vent V1 et V3 parois vertical.

Figure II.4 : Pour la direction du vent V1 et V3 toiture

Figure II.5 : Pour la direction du vent V2 et V4 parois vertical

Figure II.6 : Pour la direction du vent V2 et V4 toiture

Figure II.7 : répartition des pressions sur les parois verticales

Figure II.8 : répartitions des pressions sur la toiture

Figure II.9 : répartition des pressions sur les parois verticales direction (V2

Figure II.10 : répartitions des pressions sur la toiture direction (V2)

Figure II.11 : aire de frottement

Figure II.12 : stabilité transversale

Figure II.13 : stabilité longitudinale

Figure II.14 : Dimension du hangar

Figure II.15 : Charge de neige sans accumulation

Figure II.16 : Charge de neige avec accumulation

CHAPITRE III

Figure III.1 : Charges permanentes sur la panne

Figure III.2 : Surcharges du vent sur la panne

Figure III.3 : surcharges de neige de la panne.

Figure III.4 : Panne de toiture en flexion sous les différents chargements

Figure III.5 : caractéristique de l'IPE 100

Figure III.6 : Déversement de la panne

Figure III.7 : Vérification de la flèche

Figure III.8 : Disposition des liernes

Figure III.9 : chargement des liernes

Figure III.10 : Efforts des liernes

Figure III.11 : Disposition de l'échantignole.

Figure III.12 : chargement sur les lisses

Figure III.13 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement

Figure III.14 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

Figure III.15 : vérification a la flèche

Figure III.16 : flèche vertical

Figure III.17 : Flèche horizontal

Figure III.18 : Dispositions des potelets.

Figure III.19 : Chargement sur le potelet

Figure III.20 : caractéristique de l'IPE 240

Figure III.21 : flambement du potelet

CHAPITRE V

Figure V.1 : schéma du contreventement

Figure V.2 : Schéma statique de la poutre au vent

Figure V.3 : L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité

Figure V.4 : Caractéristique géométrique le l' IPE 100 .

Figure V.5 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan

CHAPITRE VI

Figure VI.1 : Vue du portique en 3D.

Figure VI.2 : La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en kg/ml (dépression).

Figure VI.3: Efforts internes.

Figure VI.4 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le bas

Figure VI.5 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le haut.

Figure VI.6 : Représentation des efforts internes, cas de vent horizontal (dépression).

Figure VI.7 : Imperfection géométrique

Figure VI.8 : Effort horizontal en tête du poteau.

Figure VI.9 : Moments sous la combinaison $1.35G + 1.5N$.

Figure V.10 : Moments sous la charge équivalente totale.

Figure VI.11 : Efforts appliqués sur chaque extrémité d'une traverse à l'ELU

Figure VI.12 : moment en tête et pied de poteau

CHAPITRE VII

Figure VII.1 : Représentation de l'assemblage poteau-travers

Figure VII.2 : détails d'assemblage.

Figure VII.3 : la hauteur de la zone comprimée.

Figure VII.4: Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue.

Figure VII.5: Résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

Figure VII.6 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

Figure VII.7 : Base des poteaux

Figure VII.8 : pied de poteau articulé

Figure VII.9 : Pieds de poteaux encastrés

Figure VII.10 : caractéristique d'un IPE 450

Figure VII.11 : Détails sur l'assemblage

Figure VII.12 : Dimensions de la plaque d'assise.

Figure VII.13 : assemblage de la platine.

Figure VII.13 :types de tiges d'ancrage

Figure VII.14: Tige d'ancrage

Figure VII.15 : Pied de poteau articulé avec 04 boulons d'ancrage.

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II :

Tableau II.1 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1.

Tableau II.2 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1.

Tableau II.3 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2.

Tableau II.4 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.

Tableau II.5 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V3.

Tableau II.6: valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V3.

Tableau II.7 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V4.

Tableau II.8: valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V4.

Tableau II.13 : Valeurs des forces horizontales et verticales R_x et R_y et coordonnée des points d'application

CHAPITRE V :

Tableau V.1: Coefficients minorateurs β_1 et β_2 .

CHAPITRE VI :

Tableau VI.1 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1.

Tableau VI.2 : Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1.

Tableau VI.3 : Réactions d'appuis et moments sous une charge unitaire.

Tableau VI.4 : Réactions d'appuis et moments sous les charges actuelles.

Tableau VI.5 : Combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis et les moments.

Tableau VI.6 : Efforts en pieds des poteaux aux l'ELU.

Tableau V.6 : Efforts en pieds des poteaux avec Prise en compte des défauts d'aplomb.

Tableau VI.8 : Efforts équivalent en tête des poteaux.

Tableau VI.9 : Combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis et les moments avec prise en compte de H_{eq} .

Tableau VI.10: Caractéristiques géométriques de l'IPE 400.

INTRODUCTION

Dans le cadre de l'obtention du diplôme de master en Génie civil option construction métallique, nous sommes menés à réaliser un projet de fin d'étude, ce dernier consiste à calculer et à dimensionner une structure afin qu'elle remplisse sa mission tel que les normes conceptuelles et techniques soient vérifiées.

Il s'agit de l'étude d'un hangar métallique, cette construction servira comme usine de production et de stockage de camembère, réalisé dans la localité de BOGHNI de la wilaya de TIZI-OUZOU.

Ce mémoire s'oriente exclusivement vers l'étude structurale d'un hangar métallique tout en conciliant l'aspect du dimensionnement manuel et celui du dimensionnement à base de logiciels.

Ainsi pendant plusieurs mois on a concrétisé de nombreuses connaissances théoriques et pratiques antérieurement acquises (parcours universitaires, formations et stages pratiques) ; Ceci vient à point nommé renforcer nos capacités techniques indispensables à réaliser un projet de fin d'étude en binôme.

I.1 : Généralités :

La construction métallique est un domaine de construction qui fait partie aussi de la mécanique ou du génie civil qui s'intéresse à la réalisation d'ouvrages en métal et plus particulièrement en acier.

Cette dernière permet une mise en œuvre rapide et efficace, une durée de vie importante et une démolition dans le respect de l'environnement.

La construction métallique a une durée de vie importante.

Actuellement, ce type de constructions occupent un pôle technologique dans beaucoup de domaines (charpente, chaudronnerie, ponts...).

La construction métallique présente le type le plus récent des constructions, elle donne au concepteur la liberté dans les dimensions, la forme, le temps, et obéit aux conditions de confort et de sécurité avec ces avantages, elle a pris sa place dans le domaine industriel.

I. 2-Présentation de l'ouvrage :

Notre projet nous a été proposé par un bureau d'études de TIZI_OUZOU

La bâtisse est implantée à BOGHNI wilaya de TIZI-OUZOU, notre travail a comme but l'étude, la conception et le dimensionnement d'une usine de camembert sous forme d'un hangar métallique.

I .2.1. Donnée géométrique de l'ouvrage :

- Largeur totale : 23m
- Longueur totale : 44,28 m
- Hauteur totale : 10,32 m
- Pente des versants : 11,30°
- Nombre d'ouverture : 22 ouvertures



Figure I.1 : Vue 3D de la structure

I.2.2 Ossature et stabilité de la structure :

La structure est constituée de 12 portiques métalliques. Ces portiques assurent la stabilité transversale de l'ossature. La stabilité longitudinale est assurée par des palées de stabilités.

I.2.3 La toiture :

La toiture est en charpente métallique a deux versants. Elle est constituée de bacs de couverture reposant sur des pannes en IPE, et de poutre au vent.

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, ils sont constitués :

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

Les panneaux sandwich nous offrent plusieurs avantages, on citera :

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

Toute fois elles présentent un point faible qui réside dans l'étanchéité des joints.

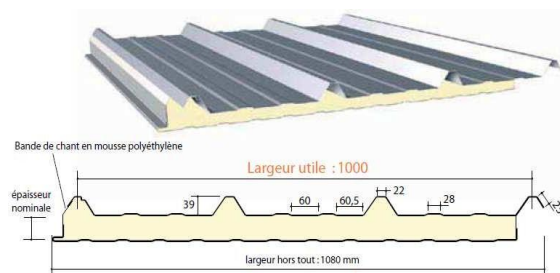


Figure I.2: Panneau sandwich

I.3 Localisation et données concernant le site du projet :

Ce projet se situe à la zone de BOGHNI dans la wilaya de TIZI-OUZOU, qui est une zone de faible sismicité classée dans la zone I.

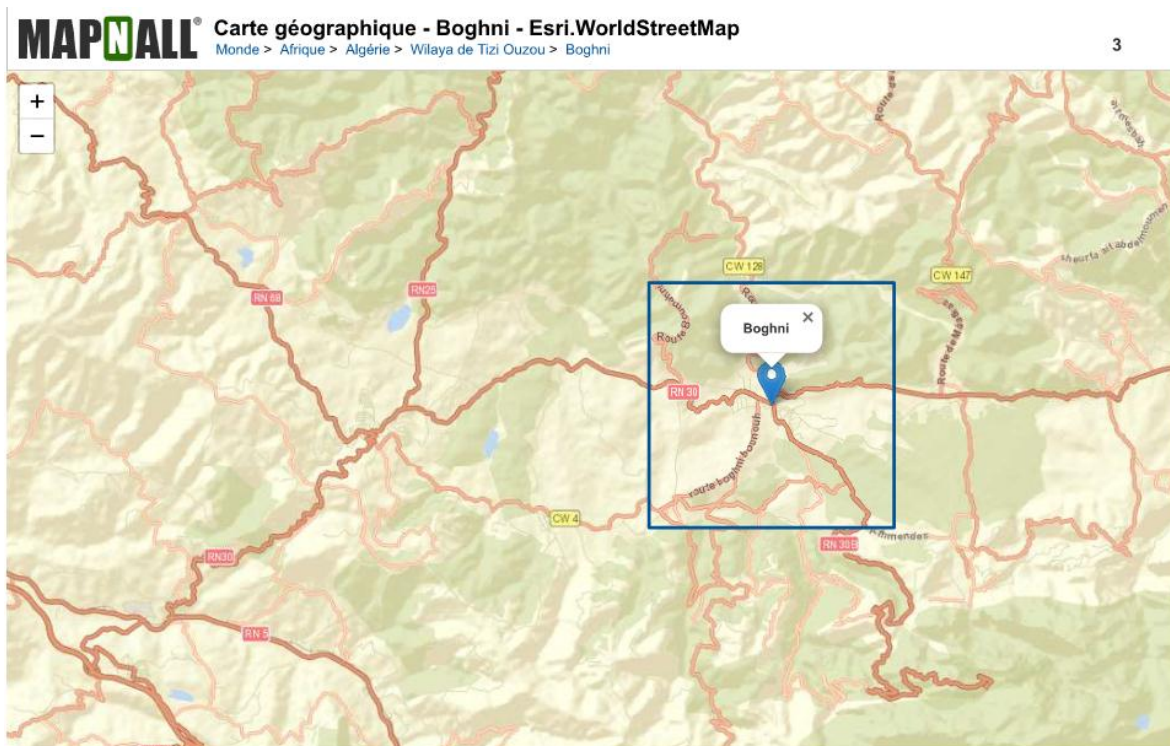


Figure I.3 : localisation sur carte géographique

- **Règlements utilisés :**

- ✚ DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- ✚ DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
- ✚ DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques ALGERIENNES«RPA99/VERSION 2003 ».
- ✚ DTR. C.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV2013».
- ✚ BAEL91 : Calcul des Structures en béton.
- ✚ EUROCODE 3 : Calcul des structures métalliques.

I.4 Les matériaux utilisés :

1. Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

- La résistance à la traction : $F_u = 360 \text{ MPa}$
- La limite élastique : $F_y = 235 \text{ MPa}$
- Le module de Young : $E = 210000 \text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Module d'élasticité transversale : $G = 84\,000 \text{ MPa}$

2. Béton :

- Le béton de propreté est dosé à 150 kg/m^3
- Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3

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

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$
- Poids volumique : $\rho = 2500 \text{ daN/m}^3$

II.3) Action de la neige :

Le règlement neige et vent algérien (RNV2013) a pour but de déterminer les charges statiques de la neige sur toute la surface située au-dessus du sol qui est soumise à une accumulation de la neige notamment sur les toitures.

Données :

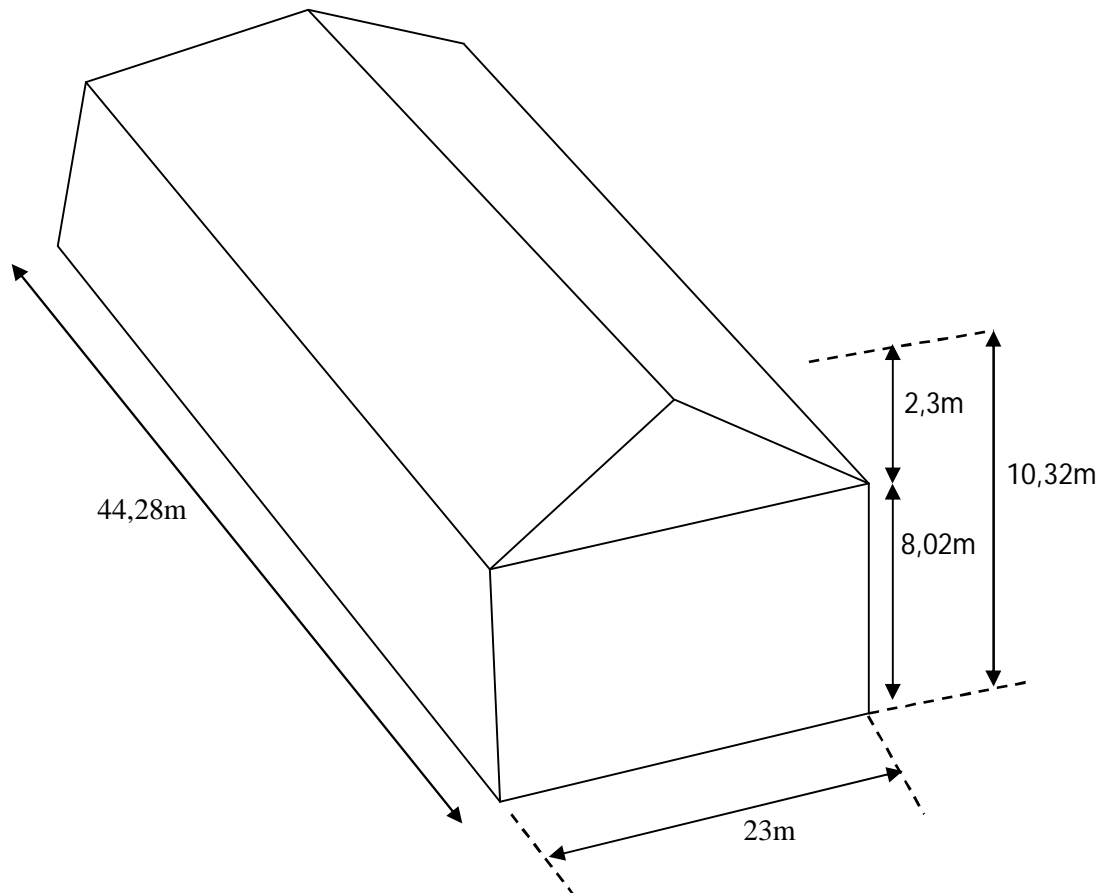


Fig.II.14 : Dimensions du hangar

- $\alpha = 11,30^\circ$
- zone A
- Altitude : 500m

II.3.1) Charge de neige sur le sol :

La charge caractéristique de neige sur le sol S_k par unité de surface est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré, elle est notée :

$$S_k = 70 \times H + 15 = 70 \times 0,5 + 15 = 50 \text{ [kg/m}^2 \text{]}$$

La charge caractéristique de neige S par unité de surface par projection horizontale sur la toiture nous donne la formule suivante:

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

- S : charge de neige sur la toiture [kg/m^2].
- μ : coefficient de forme en fonction de la forme de la toiture.
- S_k : charge caractéristique sur le sol [kg/m^2].

II.3.2) Disposition de charge sans accumulation :

On n'a : $0 < \alpha_1 \leq 15$

Donc $\mu_1 = 0,8$

$S = \mu_1 \times S_k = 0,8 \times 50 = 40$ [kg/m^2] : par projection horizontale.

$S = 40 \times \cos 11,30 = 39,22$ [kg/m^2] : suivant rampant.

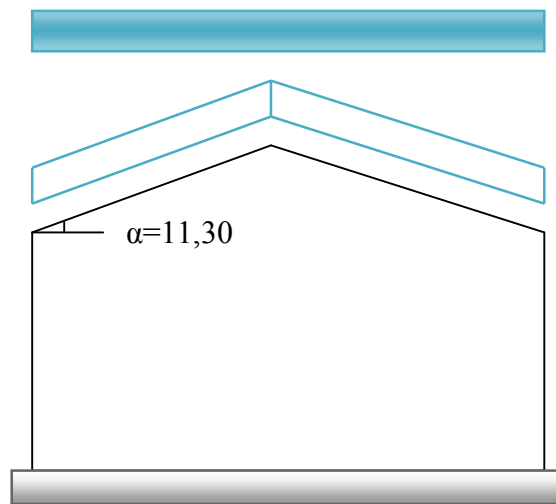


Figure II.15 : Charge de neige sans accumulation

II.3.3) Charge de neige avec accumulation :

$0 < \alpha_1 = \alpha_2 = 11,30^\circ < 15^\circ$

$\mu_2 = 0,8$; $S = 0,8 \times 50 = 40$ [kg/m^2]

$0,5\mu_1 = 0,4$ donc $S = 0,4 \times 50 = 20$ [kg/m^2]

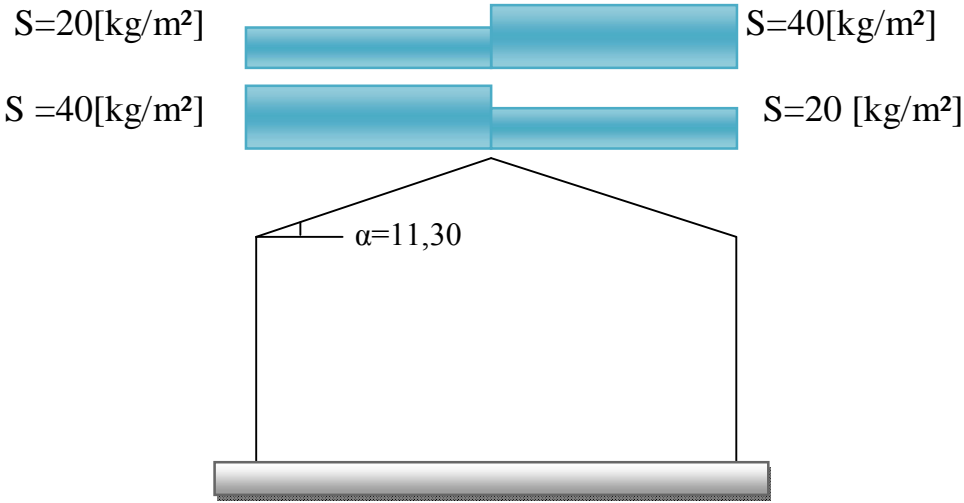


Figure II.16 : Charge de neige avec accumulation

ETUDE CLIMATIQUE

Introduction :

Ce chapitre a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au Règlement Algérien Neige et Vent (**RNV2013**).

II.1) ACTION DU VENT :

Il s'agit de déterminer les actions de vent agissant sur les parois vertical et les versants de toiture de la structure présentée à la (figure II.1).

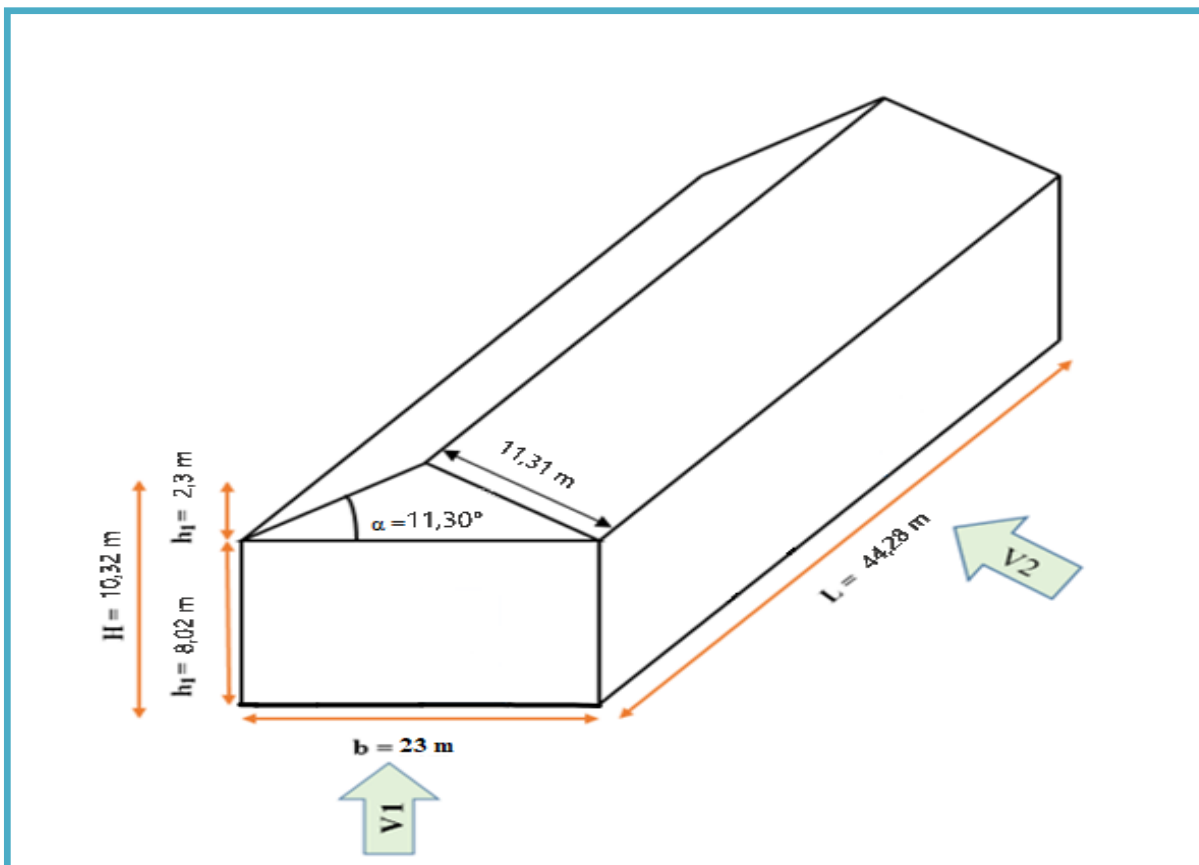


Figure II.1 : Les directions principales du vent.

- Longueur : 44,28 m
- Largeur : 23 m
- Hauteur : 10,32m
- Lieu d'implantation : BOGHNI TIZI-OUZOU
- Nature de site : site plat : $C_t(z) = 1$ (§ 2.4.5.2, chapitre 2 RNV 2013).
- Zone I : $q_{réf} = 37,5 \text{ daN/m}$
- Terrain de catégorie III : $K_T = 0,22$ $h_0 = 0,3 \text{ m}$ $h_{min} = 8 \text{ m}$
 $\varepsilon = 0,37$ [Tableau 2.]

II.1.1) Détermination de la valeur de C_d :

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

C_d est donné en fonction des dimensions de la structure (la hauteur et la largeur), ainsi que du matériau constituant la structure.

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur est inférieure à 15m ($H = 10,32\text{m}$).

On prend : $C_d = 1$ (§ 3.2, chapitre 2 RNV 2013).

On a : $C_d < 1,2$

Donc : **la construction est peu sensible aux excitations dynamiques.**

Vent perpendiculaire au long – pan :

➤ la lecture pour $H = 10,32 \text{ m}$ et $b = 44,28$ $\Rightarrow C_d \approx 1$ $H \leq 15\text{m}$

vent perpendiculaire au pignon :

➤ la lecture pour $H = 10,32\text{m}$ et $b = 23\text{m}$ $\Rightarrow C_d \approx 1$ $H \leq 15\text{m}$

II.1.2) Pression dynamique q_h :

on calculera la pression dynamique a mi-hauteur on se qui concerne chaque partie de la paroi verticale, et pour la toiture on prendra la hauteur totale $H = 10,32m$ par la relation suivante :

$$q_h = q_{réf} \times C_{ex} \quad (\text{Chapitre 2 RNVA 2013, Formule 2.1}).$$

Avec :

- $q_{réf}$: la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, en fonction de la zone du vent.
- C_{ex} : coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du coefficient de topographie (C_t).

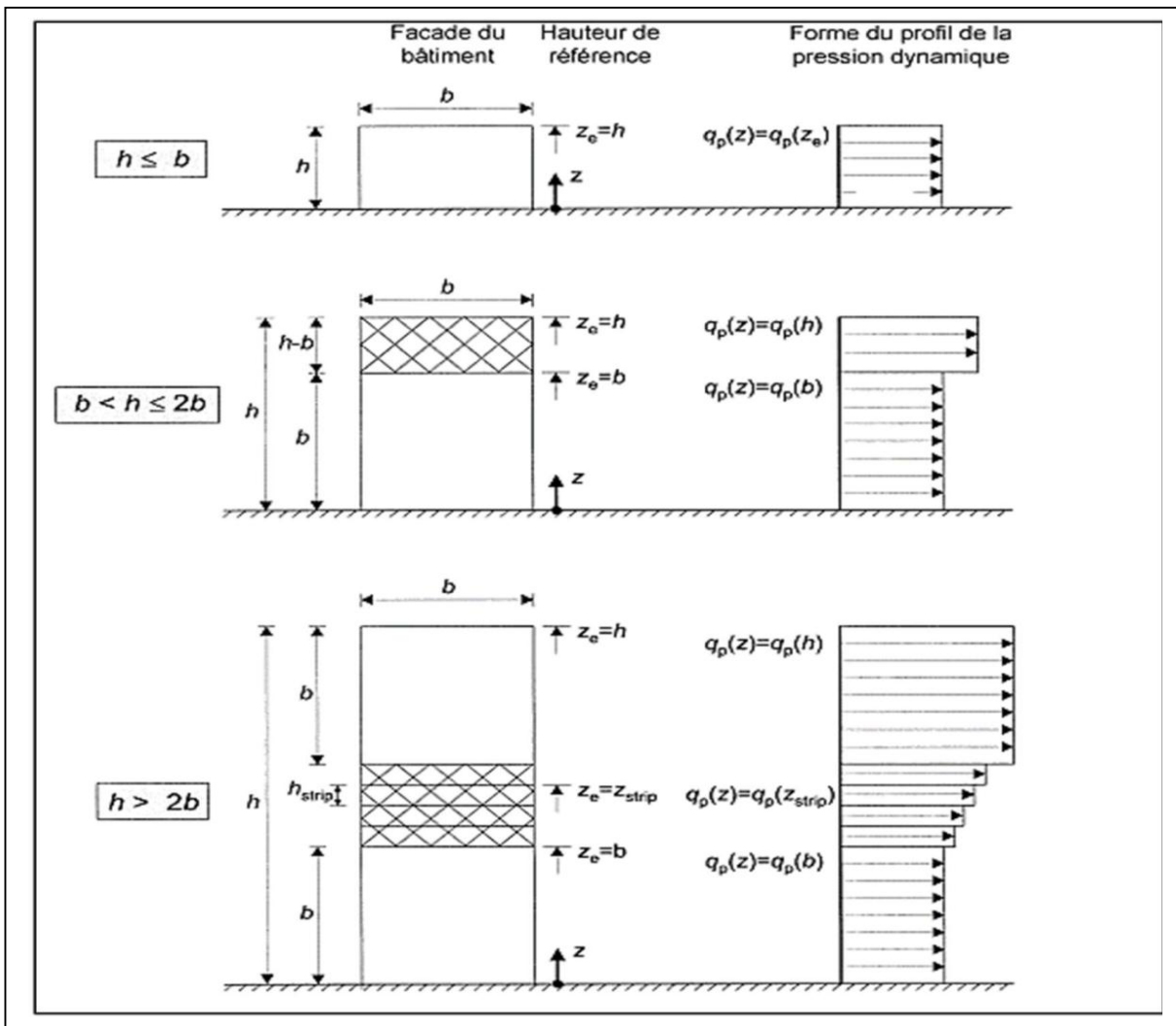


Figure II.2: Hauteur de référence (Z) et le profil correspondant de la pression dynamique.

II.1.3) Coefficient de rugosité :

$$C_r : \begin{cases} K_T \times I_n \frac{h_{\min}}{h_0} & \text{pour } \dots\dots\dots h < h_{\min} \\ K_T \times I_n \frac{h}{h_0} & \text{pour } \dots\dots\dots h_{\min} < h < 200\text{m} \end{cases}$$

Dans notre structure on n'a :

- A H=10,32m pour la toiture
- A h=8,02m pour les parois vertical. (à mi hauteur h=4,01m)

Donc on n'aura :

$$C_r (10,32) = 0,22 \times I_n \left(\frac{10,32}{0,3} \right) = 0,778 \quad \text{toiture}$$

$$C_r (4,01) = 0,22 \times I_n \left(\frac{8,02}{0,3} \right) = 0,723 \quad \text{parois vertical}$$

II.1.4) Intensité de turbulence I_v :

$$I_v = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{h}{h_0}\right)} \quad h > h_0$$

On aura:

$$I_v = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{10,32}{0,3}\right)} = 0,282 \quad \text{toiture}$$

$$I_v = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{8,02}{0,3}\right)} = 0,304 \quad \text{parois vertical}$$

II.1.5) Coefficient d'exposition :

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \times (1 + 7 \times I_v)$$

Donc on aura :

$$C_{ex} = 1^2 \times 0,778^2 \times (1 + 7 \times 0,282) = 1,800 \quad \text{toiture}$$

$$C_{ex} = 1^2 \times 0,723^2 \times (1 + 7 \times 0,304) = 1,635 \quad \text{parois vertical}$$

II.1.6) Valeur de la pression dynamique (q_h) :

$$q_h = q_{ref} \times C_{ex}$$

Donc on aura :

$q_h=37,5 \times 1,800= 67,5 \text{ daN /m}^2$ toiture

$q_h=37,5 \times 1,635=61,31 \text{ daN /m}^2$ parois vertical

II.1.7) Coefficient de pression extérieure (C_e) :

1) Pour la direction du vent V1 et V3 (0°) :

b	h	e	e/4	e/10
23 m	10,32 m	= min (44,28 ; 2×10,32)=20,64m	5,16 m	2,064 m

a) parois vertical :

Zone D : C_e= C_{e10} = +0.8 S_D>10m²

Zone E : C_e= C_{e10} = -0.3

Zone A : C_e= C_{e10} = -1.0

Zone B : C_e= C_{e10} = -0.8

Zone C : C_e= C_{e10} = -0.5

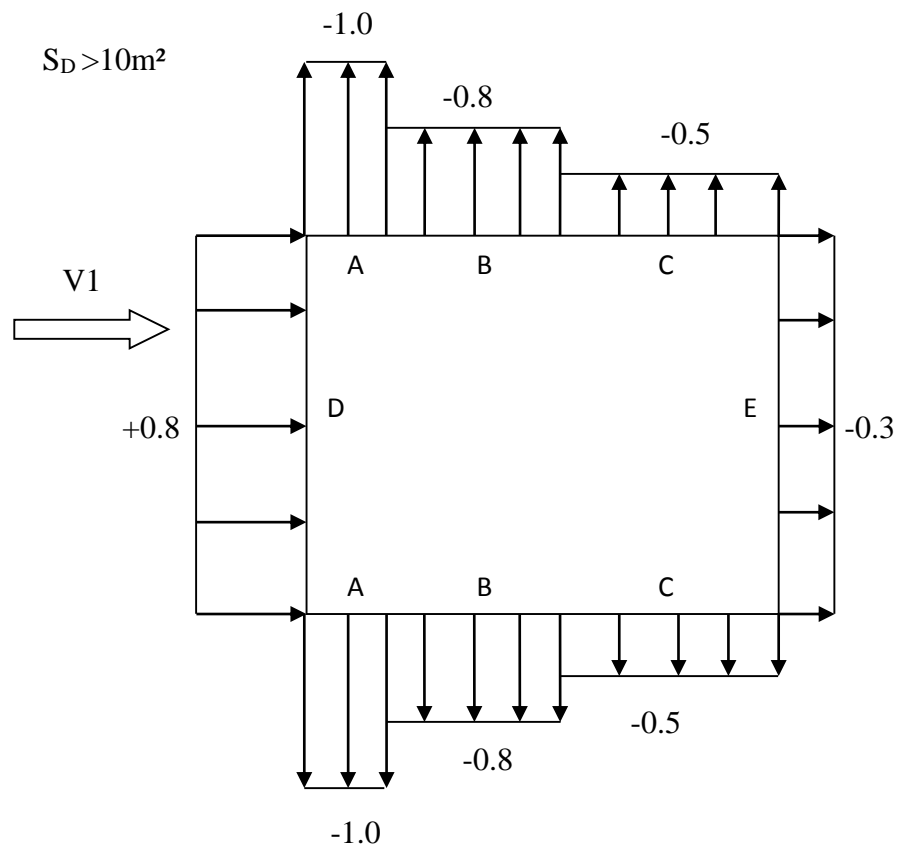


Figure II.3 :Pour la direction du vent V1 et V3 parois vertical.

b) Versant de toiture :

Dans notre cas $\alpha = 11.30^\circ$ donc le coefficient extérieure se déterminera par interpolation entre l'angle 5° et 15° .

Zone F : $C_e=C_{e10} = -1.7 + \frac{-0.9+1.7}{15-5} \times (11.30-5) = -1,19$ ↑

$C_e=C_{e10} = 0,126$ ↓

Zone G : $C_e=C_{e10} = -1,2 + \frac{-0.8+1.2}{5-15} \times (11,30-5) = -0,948$ ↑

$C_e=C_{e10} = 0,126$ ↓

Zone H : $C_e=C_{e10} = -0.6 + \frac{-0.3+0.6}{15-5} \times (11,30-5) = -0,411$ ↑

$C_e=C_{e10} = 0,126$ ↓

Zone I : $C_e=C_{e10} = -0.3 + \frac{-0.4+0.3}{15-5} \times (11,30-5) = -0,363$ ↑

Zone J : $C_e=C_{e10} = -0,3 + \frac{-1.0+0.3}{15-5} \times (11,30-5) = -0,741$ ↑

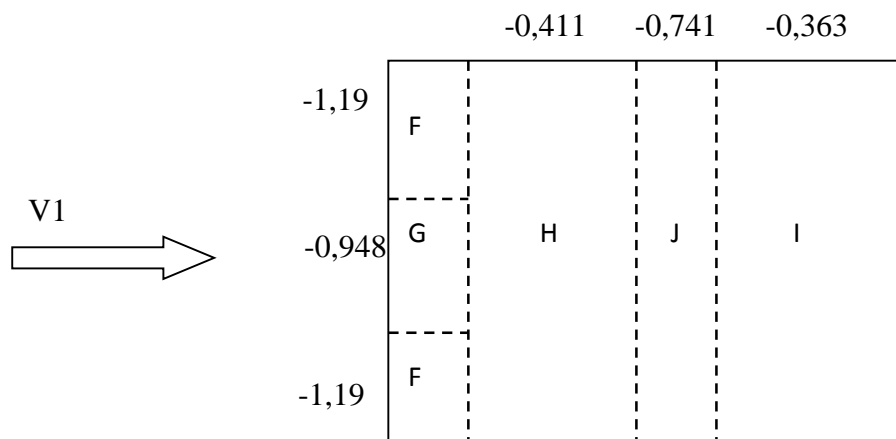


Figure II.4 : Pour la direction du vent V1 et V3 toiture

2) Pour la direction du vent V2 et V4 (90°) :

a) Parois vertical :

Zone D : $C_e = C_{e10} = +0,8$

Zone E : $C_e = C_{e10} = -0,3$

Zone A : $C_e = C_{e10} = -1,0$

Zone B : $C_e = C_{e10} = -0,8$

Zone C : $C_e = C_{e10} = -0,5$

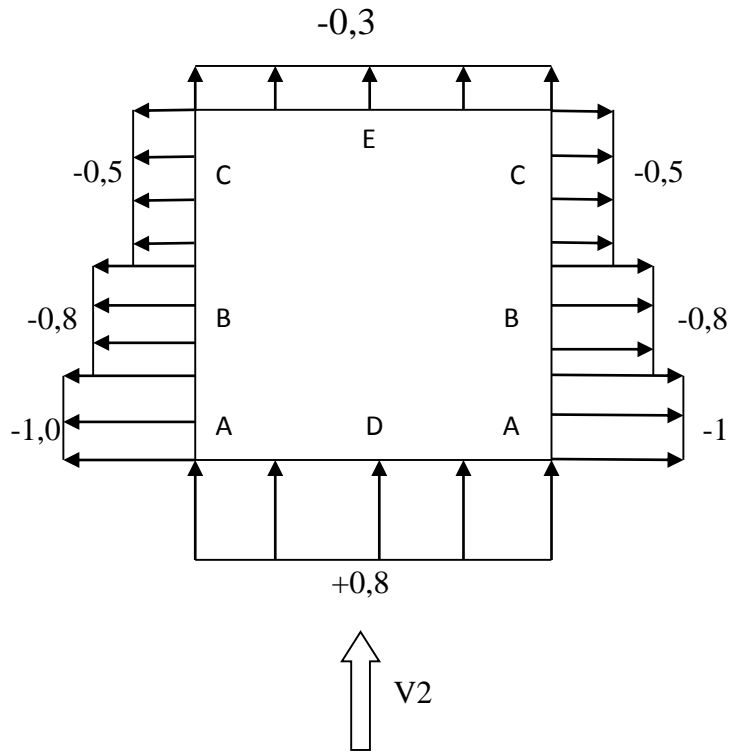


Fig II.5 : Pour la direction du vent V2 et V4 parois vertical

b) Versant de toiture :

Zone F : $C_e = C_{e10} = -1,6 + \frac{-1,3+1,6}{15-5} \times (11,30-5) = -1,41$ ↑

Zone G : $C_e = C_{e10} = -1,3 + \frac{-1,3+1,3}{15-5} \times (11,30-5) = -1,3$ ↑

Zone H : $C_e = C_{e10} = -0,7 + \frac{-0,6+0,7}{15-5} \times (11,30-5) = -0,637$ ↑

Zone I : $C_e = C_{e10} = -0,5 + \frac{-0,5+0,5}{15-5} \times (11,30-5) = -0,5$ ↑

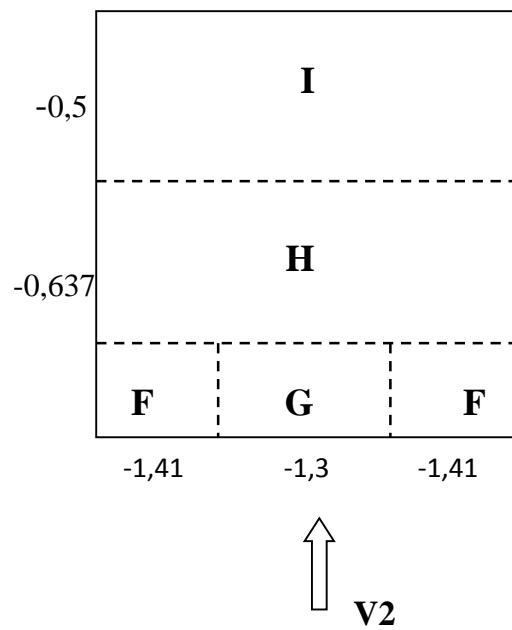


Figure II.6 : Pour la direction du vent V2 et V4 toiture

II.1.8) Coefficients de pressions intérieures :

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

Vent sur long-pan (Sens V1)

- $\mu_p = 0,73 \rightarrow C_{pi} = -0,22$

Vent sur pignon (Sens V2)

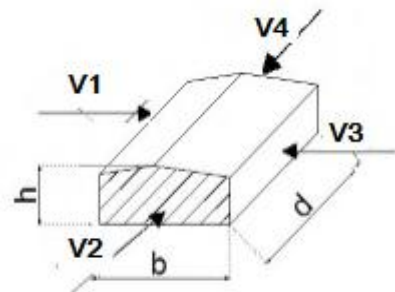
- $\mu_p = 0,79 \rightarrow C_{pi} = -0,32$

Vent sur long-pan (Sens V3)

- $\mu_p = 0,48 \rightarrow C_{pi} = 0,18$

Vent sur pignon (Sens V4)

- $\mu_p = 0,1 \rightarrow C_{pi} = -0,5$



II.1.9) Pression statique du vent :

$$P_h = q_{\text{réf}} \times [C_e - C_i]$$

pour $\alpha = 11.30$

$$q_h = 37,5 \times 1,800 = 67,5 \text{ daN/m}^2 \quad \text{toiture}$$

$$q_h = 37,5 \times 1,635 = 61,31 \text{ daN/m}^2 \quad \text{parois vertical}$$

Parois verticales (V1)					
zone	qh(daN/m ²)	C _e	C _i	(C _e - C _i)	Ph(daN/m ²)
D	61.31	+0.8	-0.22	1,02	62.53
A	61.31	-1.0	-0.22	-0,78	-47,82
B	61.31	-0.8	-0.22	-0,58	-35,55
C	61.31	-0.5	-0.22	-0,28	-17,16
E	61.31	-0.3	-0.22	-0,08	-4,90

Tableau II.1 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1.

Versant de toiture (V1)					
zone	qh(daN/m ²)	C _e	C _i	(C _e - C _i)	P _h (daN/m ²)
F	67,5	-1.19	0.22		-65,47
	67,5	0.126	0.22	0,346	23,35
G	67,5	0.948	0.22	-0,728	-49,14
	67,5	0.126	0.22	0,346	23,35
H	67,5	-0.411	0.22	-0,191	-12,89
	67,5	0.126	0.22	0,346	23,35
I	67,5	0.363	0.22	-0,143	-9,65
J	67,5	0.741	0.22	-0,521	-35,16

Tableau II.2 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1.

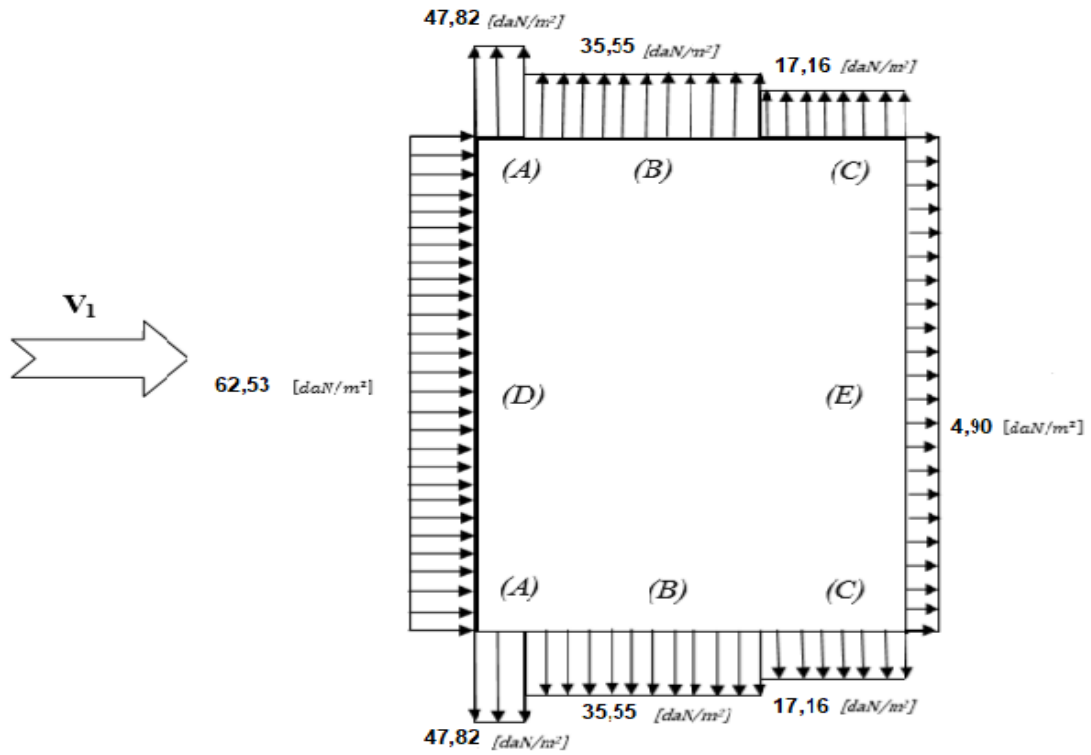


Figure II.7 : répartition des pressions sur les parois verticales

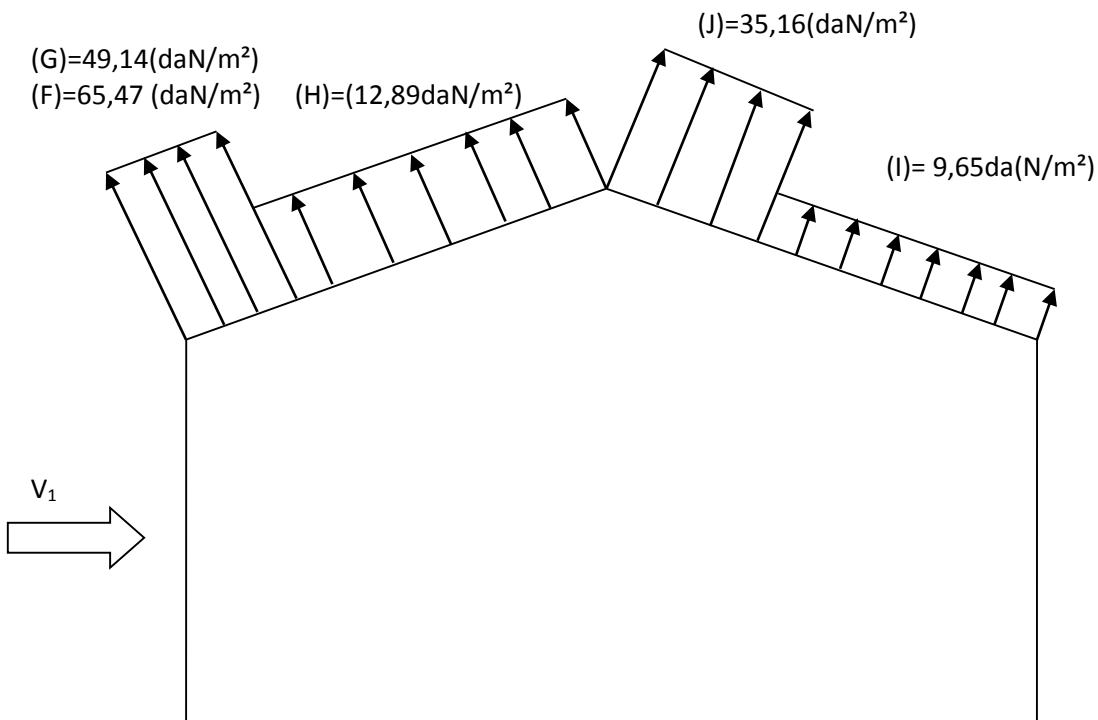


Figure II.8 : répartitions des pressions sur la toiture

Parois vertical (V2)					
zone	$q_h(\text{daN/m}^2)$	C_e	C_i	$(C_e - C_i)$	$P_h(\text{daN/m}^2)$
D	61.31	+0.8	-0.32	1,12	68,66
A	61.31	-1.0	-0.32	-0,68	-41,69
B	61.31	-0.8	-0.32	-0,48	-29,42
C	61.31	-0.5	-0.32	-0,18	-11,03
E	61.31	-0.3	-0.32	-0,02	-1.22

Tableau II.3 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2.

Versant de toiture (V2)					
zone	$q_h(\text{daN/m}^2)$	C_e	C_i	$(C_e - C_i)$	$P_h(\text{daN/m}^2)$
F	67,5	-1,41	-0,32	-1,21	-73,57
G	67,5	-1,3	-0,32	-0,98	-66,15
H	67,5	-0,637	-0,32	-0,317	-21,39
I	67,5	-0.5	-0,32	-0,18	-12,15

Tableau II.4 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.

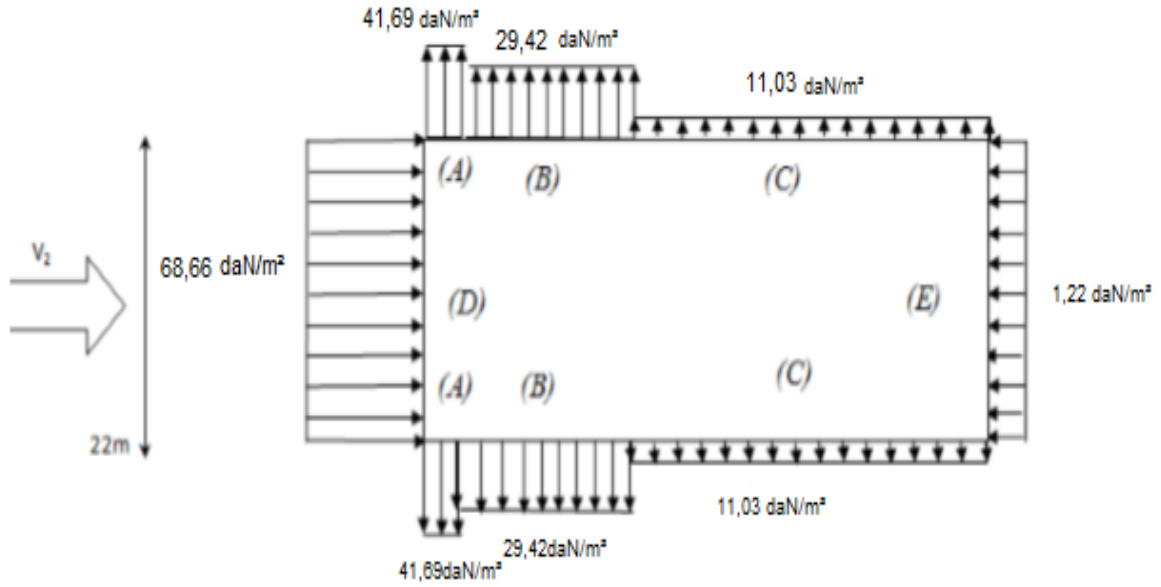


Figure II.9 : répartition des pressions sur les parois verticales direction (V2)

- | | | | |
|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| (I): 12,15 daN/m ² | (I): 12,15 daN/m ² | | |
| (H): 21,39 daN/m ² | (H): 21,39 daN/m ² | | |
| (F): 73,57 daN/m ² | (G): 66,15 daN/m ² | (G): 66,15 daN/m ² | (F): 73,57 daN/m ² |

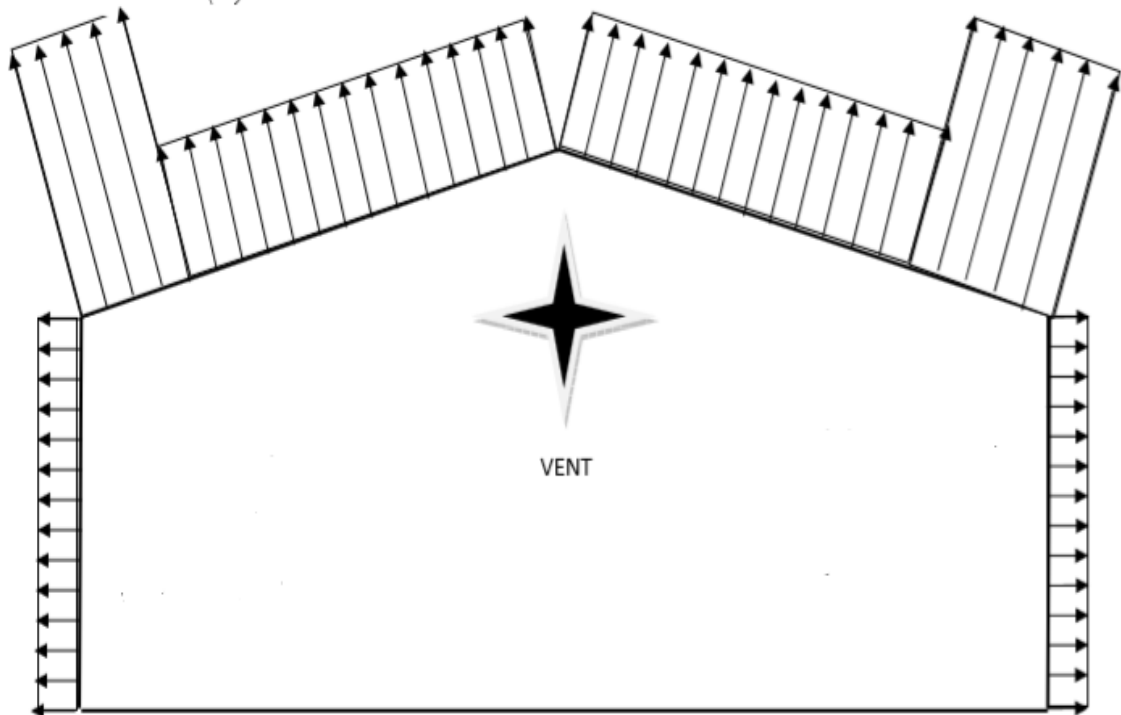


Figure II.10 : répartitions des pressions sur la toiture direction (V2)

Parois vertical (V3)					
zone	$q_h(\text{daN/m}^2)$	C_e	C_i	$(C_e - C_i)$	$P_h(\text{daN/m}^2)$
D	61.31	+0.8	0,18	0,62	38,01
A	61.31	-1.0	0,18	-1,18	-72,34
B	61.31	-0.8	0,18	-0,98	-60,08
C	61.31	-0.5	0,18	-0,68	-41,69
E	61.31	-0.3	0,18	-0,48	-29,42

Tableau II.5 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V3.

Versant de toiture (V3)					
zone	$q_h(\text{daN/m}^2)$	C_e	C_i	$(C_e - C_i)$	$P_h(\text{daN/m}^2)$
F	67,5	-1,19	0,18	-1,37	-92,47
		0,126		-0,054	-3,64
G	67,5	-0,948	0,18	-1,128	-76,14
		0,126		-0,054	-3,64
H	67,5	-0,411	0,18	-0,591	-39,89
		0,126		-0,054	-3,64
I	67,5	-0,363	0,18	-0,543	-36,65
J	67,5	-0,741	0,18	-0,921	-62,16

Tableau II.6: valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V3.

Parois vertical (V4)					
zone	$q_h(\text{daN/m}^2)$	C_e	C_i	$(C_e - C_i)$	$P_h(\text{daN/m}^2)$
D	61.31	+0.8	-0,5	+1,3	79,70
A	61.31	-1.0	-0,5	-0,5	-30,65
B	61.31	-0.8	-0,5	-0,3	-18,39
C	61.31	-0.5	-0,5	0	0
E	61.31	-0.3	-0,5	0,2	12,26

Tableau II.7 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V4.

Versant de toiture (V4)					
zone	$q_h(\text{daN/m}^2)$	C_e	C_i	$(C_e - C_i)$	$P_h(\text{daN/m}^2)$
F	67,5	-1,41	-0,5	-0,91	-61,42
G	67,5	-1,3	-0,5	-0,8	-54
H	67,5	-0,637	-0,5	-0,137	-9,24
I	67,5	-0,5	-0,5	0	0

Tableau II.8: valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V4.

II.2) Calcul de la force de frottement :

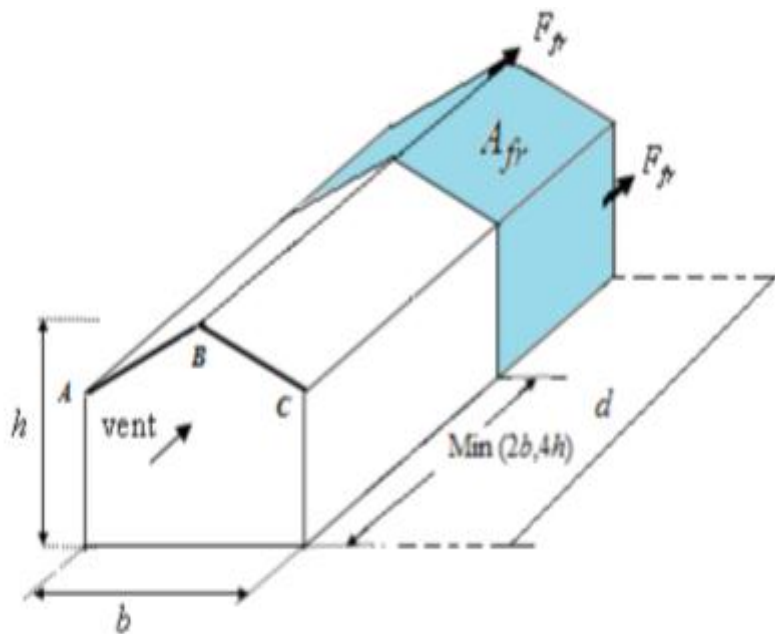


Figure II.11 : aire de frottement

$$\frac{d}{b} = 1,92 < 3$$

$$\frac{d}{b} = 4,29 > 3$$

L'une des directions est vérifier il y'a lieu de considéré les forces de frottement

$$F_{fr} = \sum q_h \times C_{fr} \times S_{fr}$$

$$S_{fr} = (44,28 \times 11,73) \times 2 = 1038,80 \text{m}^2$$

$$F_{fr} = 67,5 \times 0,04 \times 1038,80 = 2804,76 \text{daN} \dots\dots\dots \text{toiture}$$

$$F_{fr} = 61,31 \times 0,04 \times 710,25 = 1741,82 \text{daN} \dots\dots\dots \text{parois verticale}$$

Force de frottement totale :

$$F_{fr} = 2804,76 + 1741,82 = 4546,58 \text{daN}$$

II.3 Action d'ensemble :

$$R = \Sigma (P_{hi} \times S_i) + \Sigma F_{fr}$$

a) Calcule des surface tributaires pour les directions (V1) et (V3) :

Parois verticale :

$$S_D = 44,28 \times 8,02 = 355,12 \text{m}^2$$

$$S_E = 44,28 \times 8,02 = 355,12 \text{m}^2$$

Versant de toiture :

$$S_F = \frac{e}{4} \times \frac{e}{10} = \frac{20,64}{4} \times \frac{20,64}{10} = 10,65 \text{ m}^2$$

$$S_G = 70,09 \text{ m}^2$$

$$S_H = 417,82 \text{ m}^2$$

$$S_J = 91,39 \text{ m}^2$$

$$S_I = 417,82 \text{ m}^2$$

b) Calcule des surfaces pour les directions (V2) et (V4) :

Parois verticale :

$$S_D = S_E = 184,46 \text{ m}^2$$

Versant de toiture :

$$S_F = 10,65 \text{ m}^2$$

$$S_G = 26,17 \text{ m}^2$$

$$S_H = 189,88 \text{ m}^2$$

$$S_I = 237,36 \text{ m}^2$$

1) Direction de vent V2 :

zone	Composante horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	$184,64 \times 68,66 = 12677,38$	0
	$26,45 \times 68,66 = 1816,05$	0
E	$184,64 \times 1,22 = 225,36$	0
	$26,45 \times 1,22 = 32,27$	0
F	0	$73,57 \times 10,65 \times \cos 11,30 = 768,8$
F	0	$73,57 \times 10,65 \times \cos 11,30 = 768,8$
G	0	$66,15 \times 26,17 \times \cos 11,30 = 1697,9$
H	0	$21,39 \times 189,88 \times \cos 11,30 = 3982,8$
I	0	$12,15 \times 237,36 \times \cos 11,30 = 2898,01$
F _{fr}	4293,23	0
total	$R_x = 18593,52$	$R_y = 10115,99$

Tableau II.9 : Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction-direction du vent V1.

2) Direction du vent V4 :

zone	Composante horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	$184,64 \times 79,70 = 14715,80$	0
	$26,45 \times 79,70 = 2108,06$	0
E	-2263,68	0
	-324,27	0
F	0	$-61,42 \times 10,65 \times \cos 11,30 = -641,44$
F	0	$-61,42 \times 10,65 \times \cos 11,30 = -641,44$
G	0	$-54 \times 26,17 \times \cos 11,30 = -1385,78$
H	0	$-9,28 \times 189,88 \times \cos 11,30 = -1727,92$
I	0	0
F _{fr}	4293,23	0
total	$R_x = 18529,14$	$R_y = -3755,14$

Tableau II.10 : Les valeurs des forces perpendiculaire à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction-direction du vent V4.

➤ Pour les direction V1 et V3

1) Direction du vent (V1)

zone	Composante horizontal (daN)	Composante vertical (daN)
D	0	0
E	-1740,08	0
F ₁	-139,28	-697,04
F ₂	-139,28	-697,04
G	-688,22	-3444,42
H	-1076,16	-5385,69
I	-805,66	-4031,96
J	-642,07	-3213,29
Total	R=-5230,75	R=1746,44

Tableau II.11 : Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction-direction du vent V2.

2) Direction du vent (V3)

zone	Composante horizontal (daN)	Composante vertical (daN)
D	13498,11	0
E	-10447,63	0
F ₁	-196,78	-984,8
F ₂	-196,78	-984,8
G	-1066,36	-5336,65
H	-3330,36	-16666,83
I	-3059,85	-15313,10
J	-1135,13	-5680,80
Total	-5934,70	-44966,98

Tableau II.12 : Les valeurs des forces perpendiculaire à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction-direction du vent V3.

Valeurs des forces horizontales et verticales et coordonnée des points d'application vent gauche / droite :

zone					
D	0	0	-	-	-
E	-1740,08	0	23	22,14	4,01
F ₁	-137,28	-697,04	1,032	2,58	8,22
F ₂	-137,28	-697,04	1,032	41,7	8,22
G	-688,22	-3444,42	1,032	22,14	8,22
H	-1076,16	-5385,69	6,782	22,14	9,37
I	-805,66	-4031,96	18,282	22,14	8,96
J	-642,07	-3213,96	12,532	22,14	10,11
R _x	-5230,75	-	X _T =13,59	Y _T =22,12	Z _T =7,39
R _z	-	-17469,44	X _U =8,90	Y _U =22,14	Z _U =9,09

Tableau II.13 : Valeurs des forces horizontales et verticales R_x et R_y et coordonnée des points d'application

$$\frac{\sum T_i x_i}{\sum T_i} =$$

$$\frac{-1740,08 \times 23 - 173,28 \times 1,032 - 137,28 \times 1,032 \times 2 - 688,22 \times 1,032 - 1076,16 \times 6,782 - 805,66 \times 18,282 - 642,07 \times 12,532}{-5230,75}$$

$$= 13,59 \text{m}$$

$$\frac{\sum T_i y_i}{\sum T_i} = 22,12 \text{m} ; \frac{\sum T_i z_i}{\sum T_i} = 7,39 \text{m}$$

$$\frac{\sum U_i x_i}{\sum U_i} = \frac{-697,04 \times 1,032 \times 2 - 3444,42 \times 1,032 - 5385,69 \times 6,82 - 4031,96 \times 18,282 - 3213,96 \times 12,532}{-17469,44} = 8,90 \text{m}$$

$$\frac{\sum U_i y_i}{\sum U_i} = 22,14 \text{m} ; \frac{\sum U_i z_i}{\sum U_i} = 9,90 \text{m}$$

II.3.1) Calcul de la stabilité d'ensemble :

II.3.1.1) Vérification de la stabilité transversale suivant V1 :

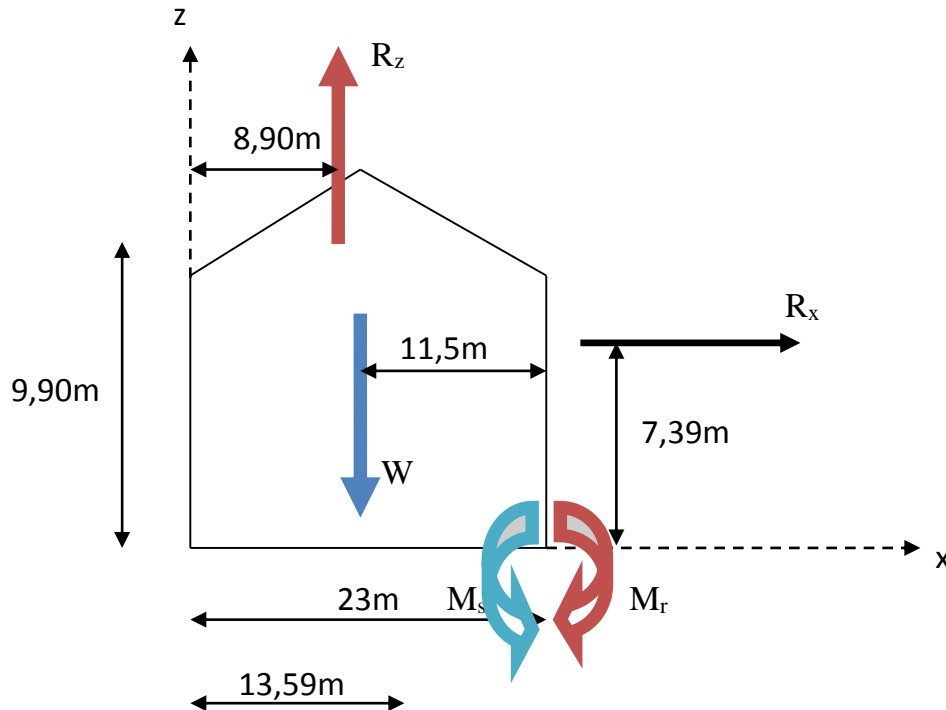


Figure II.12 : stabilité transversale

a) Calcul de le moment de renversement :

$$M_R = R_x \times 7,39 + R_z \times (23 - 8,90) = -5230,75 \times 7,39 - 17469,44 \times (23 - 8,90) = -284947,34 \text{ daN.m}$$

$$M_R = -284947,34 \text{ daN.m}$$

b) Calcul de le moment stabilisant :

$$M_s = W \times 11,5$$

Avec :

$W \approx 50 \text{ N / m}^2$: poids approximatif par m^2 de la surface du bâtiment

$$W = 50 \times 23 \times 44,28 = 50922 \text{ daN}$$

$$M_s = 50922 \times 11,5 = 585603 \text{ daN.m}$$

$M_s = 585603 \text{ daN.m} > M_R = 284947,34 \text{ daN.m}$ stabilité transversal vérifier

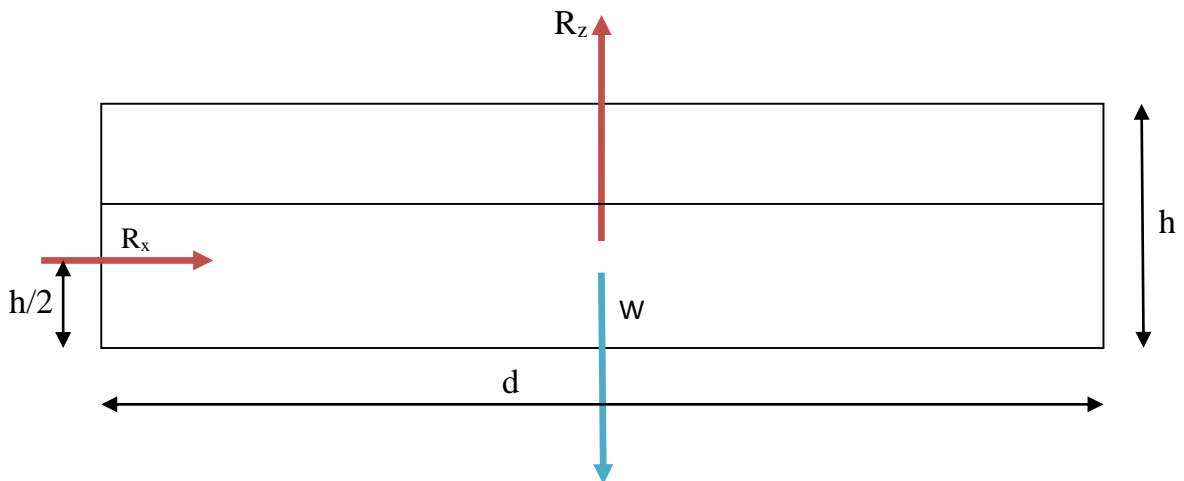
II.3.1.2) Calcul de la stabilité longitudinale suivant V2 :

Figure II.13 : stabilité longitudinale

a) Moment de renversement :

$$M_R = \left[R_x \times \frac{h}{2} \right] + \left[R_z \times \frac{d}{2} \right]$$

$$M_R = 18593,52 \times 5,16 + 10115,99 \times 11,5 = 212276,44 \text{ daN.m}$$

b) Moment de stabilité :

$$M_s = W \times 11,5$$

$$W = 50 \times 23 \times 44,28 = 50922 \text{ daN}$$

$$M_s = 50922 \times 11,5 = 585603 \text{ daN.m}$$

$M_s = 585603 \text{ daN.m} \gg M_R = 212276,44 \text{ daN.m} \dots \dots \dots$ stabilité longitudinal vérifiée.

III.6 Calcul des potelets :

1. Définition :

Les potelets sont des profiles disposés verticalement sur le pignon et qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts à la poutre au vent puis au sol, ils sont sollicités à la compression,

(Poids propre de potelet, poids des parois, poids des lisses et poutres), ils sont sollicités aussi à la flexion due au vent.

Les potelets sont conçus en IPE soumises à la flexion composée dont les efforts sont:

- Effort normal produit par le poids propre du potelet et de la lisse.
- Effort flexionnel produit par l'action du vent sur le pignon.

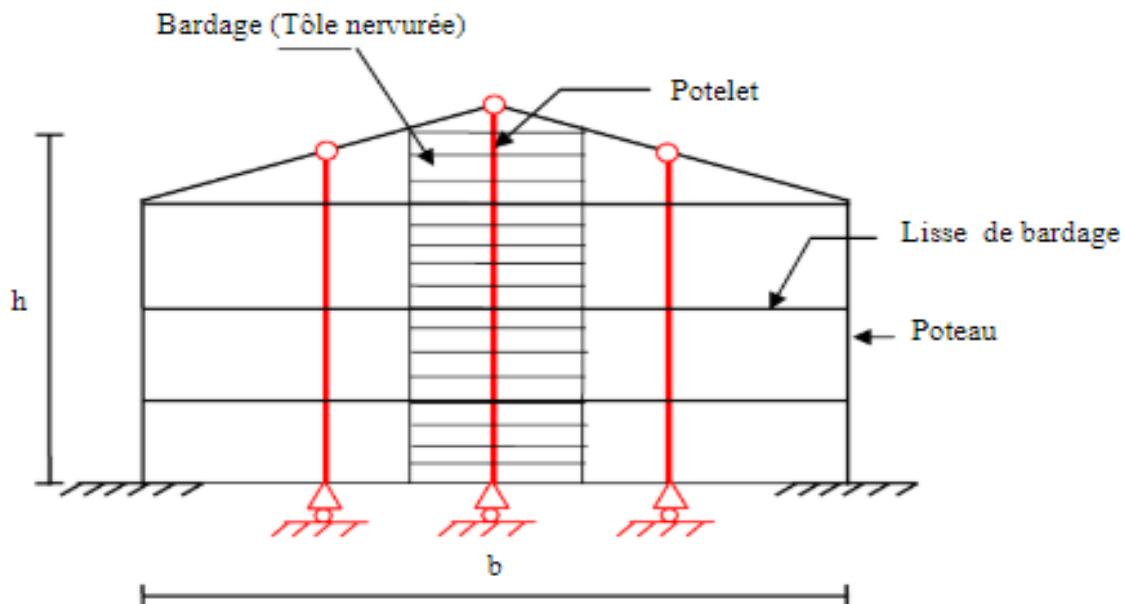


Figure III.18 : Dispositions des potelets.

III.6.1 Évaluation des charges et surcharges :

a- charges permanentes (**G**) : (**charge concentrée**)

$G =$ poids propre du potelet + poids propres des lisses + poids propre du bardage.

b- surcharge climatiques : (**dans le plans de l'âme**)

- bardage bac acier12daN/ml
- poids propre de la lisse (IPE100).....8,1 daN/ml
- accessoires de pose5daN/m²
- isolants.....5daN/m²

Longueur de la lisse : 4m

Nombre de lisse : 4 lisses

Surface tributaire revenant au potelet le plus chargé $10,32 \times 5,75 = 59,34 \text{m}^2$

- L'entre axe des potelets : 5,75m

$$G = (8,1 \times 4 \times 5,75) + (12 + 5 + 5) \times 5,75 \times 10,32 = 1491,78$$

$$G = 1491,78 \text{daN}$$

Surcharge su vent **V**.

$$V : \dots\dots\dots 35,55 \text{daN/m}^2$$

$$V = 35,55 \times 5,75 = 204,412 \text{daN/ml}$$

III.6.2 pré-dimensionnement du potelet par critère de flèche :

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

1) Condition de flèche :

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

La flèche autour de l'axe yy.

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

l : longueur du potelet le plus chargé.

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

$$I_y \geq \frac{1000}{384} \times \frac{204,412 \times 10^{-2} \times 1032^3}{E} = 2786,08 \text{cm}^4$$

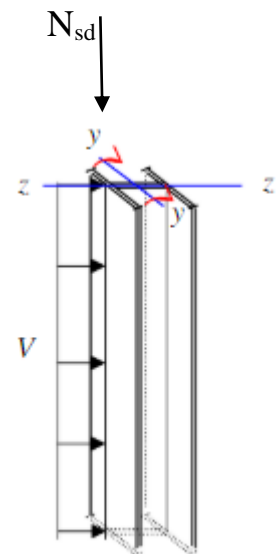


Figure III.19 : Chargement sur le potelet

On choisie la section du profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur de I_y supérieur ou égale a la valeur trouvé.

On opte pour un **IPE240 $I_y = 3892 \text{cm}^4$**

III.6.3 Vérification de l'IPE a 'ELU :

1)-Vérification de la section a la résistance :

a)-classe de la section :

Section sollicitée en flexion composé :

Classe de la semelle comprimée :

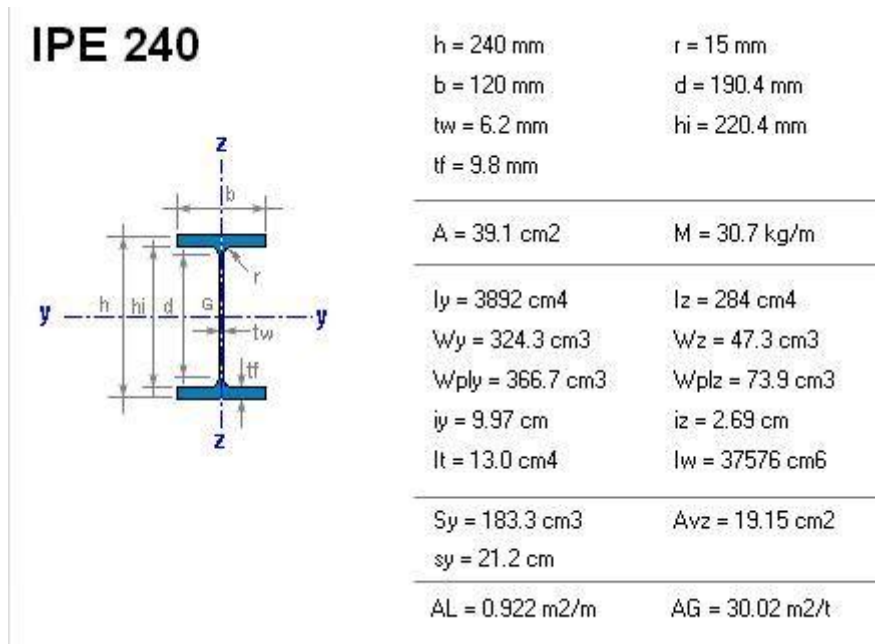


Figure III.20 : caractéristique de l’IPE 240

-vérification de la classe a la résistance $M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$

$M_{c.Rd}$ est le moment résistance qui dépend de la classe de la section

Incidence de l’effort tranchant :

Si $V_{sd} \leq 0.5V_{plz.Rd}$ il n’y a aucune interaction entre le moment fléchissant et l’effort tranchant.

b) Vérification des efforts tranchants :

$Q_{z.sd} = 1,5V = 1,5 \times 204,412 = 306,816 \text{ daN/ml}$

- $V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} = \frac{306,816 \times 10,32}{2} = 1582,148 \text{ daN}$
- $V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{19,1 \times (2350 / \sqrt{3})}{1,1} = 23558,5 \text{ daN}$

$\frac{V_{z.sd}}{V_{plz.Rd}} = 0,067 \ll 0,5 \dots\dots\dots \text{ vérifié}$

c)- vérification de l’effort normal :

si $N_{sd} \leq \min(0,25N_{pl.Rd} ; 0,5A_w f_y / \gamma_{M0})$

- $N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 1491,78 = 2013,903 \text{ daN}$

- $N_{pl.Rd} = \frac{A_{prof} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{39,1 \times (2350 / \sqrt{3})}{1,1} = 83531,818 \text{ daN}$
- $0,25 N_{pl.Rd}$

d) **vérification du moment fléchissant** :

Selon l'article 5.4.9 de l'Eurocode 3, il y'a lieu de tenir compte de l'effet de l'effort tranchant sur le calcul du moment de résistance plastique lorsque l'effet de l'effort tranchant dépasse la moitié de la résistance plastique au cisaillement.

$$- V_{z.sd} < V_{plz.Rd} / 2 = 1582,148 < \frac{23558,5}{2} :$$

$$1582,148 < 11779,25 \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$$

Selon l'article 5.4.8.3 de l'Eurocode 3, on doit tenir compte de l'influence de l'effort axial sur le moment de résistance plastique lorsque l'un de ces deux condition suivante n'est pas vérifiée.

min {

$$N_{sd} < \frac{N_{pl.rd}}{4} = \frac{83531,818}{4} = 20882,95 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

$$N_{sd} < \frac{0,5 \times A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \times 15,58 \times 2350}{1,1} = 16642,272 \text{ daN} \dots \dots \text{vérifier.}$$

Avec : $A_w = A - 2b \times t_f = 39,1 - (2 \times 12 \times 0,98) = 15,58 \text{ cm}^2$

Classe de la section :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\epsilon$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{12/2}{0,98} = 6,12 \leq 10\epsilon \rightarrow \text{classe 1.}$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0$$

Classe de l'âme : (âme fléchie)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 33\epsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{190,4}{4,6,2} = 30,70 < 33\epsilon \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

La section est de classe 1 :

Donc : $M_{c.Rd} = M_{pl.Rd}$

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

$$\text{➤ } M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{306,618 \times 10,32^2}{8} = 4081,94 \text{ daN.m}$$

$$\text{➤ } M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{367 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 7840,454 \text{ daN.m}$$

- $M_{pl.Rd} = 7840,454 \text{ daN.m} > M_{y.sd} = 4081,94 \text{ daN.m} \dots\dots\dots$ Vérifier.

2. Vérification de l'élément :

Le potelet est sollicité en flexion provoqué par le vent et a la compression due a son poids propre aussi au bac d'acier de bardage et des lisses, on aucun cas, il ne supporte la toiture, donc on se doit de faire des vérifications vis-à-vis du flambement.

La vérification à l'instabilité est donnée par les formules suivante :

a) Vérification vis-à-vis du flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité d'une structure qui est soumis a un effort normal de compression, il a tendance a fléchir et se déforme dans une direction perpendiculaire a l'axe de compression (d'un état de compression a un état de flexion)



Figure III.21 : flambement du potelet

La vérification sous un risque de flambement en flexion composé se fait suivant la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{ply.Rd}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1,0$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{min} :

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

1) Flambement par apport a l'axe fort yy (dans le plans du portique)

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

$$\triangleright \varphi_y = 0,5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\triangleright \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) [\beta_A]^{0,5} \text{ avec } \beta_A = 1,0 \text{ pour les sections de classe 1,2 et 3}$$

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

$$\bullet \lambda_1 = \pi \times \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0,5} \rightarrow \lambda_1 = 93,3 \text{ élanement Eulérien.}$$

α : facteur d'imperfection correspondant a la courbe de flambement approprieée , donnée pae les tableaux 5.5.1 de l'Eurocode 3

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1032}{9,97} = 103,510$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) [\beta_A]^{0,5} = \left(\frac{103,510}{93,3}\right) [1]^{0,5} = 1,106.$$

Courbe de flambement : (tableau1)

$$h/b = 240/120 = 2 > 1,2$$

Axe de flambement y-y \rightarrow courbe de flambement a.

α : facteur d'imperfection correspondant a la courbe de flambement donnée pas le tableau 5-5-1 Eurocode 03).

$$\alpha = 0,21.$$

$$\varphi_y = 0,5[1 + 0,21(1,106 - 0,2) + 1,106^2]$$

$$\varphi_y = 1,207$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,207 + [1,207^2 + 1,106^2]^{0,5}} = 0,591$$

2) Flambement par rapport à l'axe faible z.z (hors du plan du portique) :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

$$\rightarrow \varphi_z = 0,5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{2,69} = 74,349 \quad l_z = 2,0 \text{ (entre axe des lisses)}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) [\beta_A]^{0,5} = \frac{74,349}{93,9} \times 1,0 = 0,791$$

Avec : $\beta_A = 1,0$ pour les sections de classe 1, 2 et 3.

- Courbe de flambement :

$$h/b = 240/120 = 2 > 1,2$$

axe de flambement z-z \rightarrow courbe de flambement b ; $\alpha_z = 0,34$ (tableau 5-5-1 de l'Eurocode 3).

$$\varphi_z = 0,5[1 + 0,34(0,791 - 0,2) + 0,791^2] = 0,913$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,913 + [0,913^2 - 0,791^2]^{0,5}} = 0,730$$

- Le coefficient de réduction minimale pour le flambement χ_{min} :

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0,591 ; 0,730) = 0,591$$

$$\chi_{min} = 0,591$$

- Calcul de l'élanement réduit vis-à-vis du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right) [\beta_A]^{0,5} \quad \text{avec : } \lambda_1 = 93,9$$

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

Pour les profilés laminés en I ou H

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z/i_z}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{200/2,69}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{200/2,69}{24/0,98} \right)^2 \right]^{0,25}} = 63,562$$

$$\lambda_{LT} = 63,562$$

$C_1 = 1,132$: facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments et pour les pour simplement appuyée.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0,5} = \frac{63,562}{93,9} = 0,679$$

$\lambda_{LT} = 0,697 > 0,4 \rightarrow$ il y'a risque de déversement.

Axe de flambement Y-Y

Section laminée : $\alpha_{LT} = 0,21$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 2 \quad \text{Courbe de flambement : a} \\ t_f < 40\text{mm} \end{array} \right.$$

La valeur de χ_{LT} pour l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ est déterminé à partir de la formule (5.49) de l'Eurocode 3.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}}$$

$$D'où : \varphi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(0,679 - 0,2) + 0,679^2]$$

$$\varphi_{LT} = 0,780$$

Donc on aura :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,780 + [0,780^2 - 0,679^2]^{0,5}} = 0,859 \leq 1,0$$

Calcul du coefficient K :

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03.

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{MY} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

D'où : $\beta_{MY} = 1,3$ facteur du moment uniforme équivalent pour le déversement (figure 5-5-3) de l'Eurocode 3.

$$\mu_y = 1,106(21,3 - 4) + \frac{367 - 324}{324} = -1,415$$

$$\text{Avec : } \mu_y \leq 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{-1,415 \times 2013,903}{0,591 \times 39,1 \times 2350} = 1,052.$$

$$\mu_{LT} = 0,15[\lambda_z \times \beta_{MLT} - 0,15]$$

$$\mu_{LT} = 0,15[0,791 \times 1,3 - 0,15] = 0,0042 \ll 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{0,0042 \times 3013,903}{0,730 \times 39,1 \times 2350} = 0,999$$

III.6.4 Vérification de l'élément aux instabilités :

a) Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{plRd}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{plRd}} \leq 1,0$$

Avec :

$$N_{sd} = 2013,903 \text{ daN}$$

$$M_{ysd} = 4081,944 \text{ daN.m}$$

$$\text{Donc : } \frac{2013,903}{0,591 \times 83531,818} + \frac{1,052 \times 4081,944}{7840,45} = 0,588 \leq 1,0 \dots \text{Vérifier.}$$

b) Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{plRd}} + \frac{K_{LT} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times M_{plRd}} \leq 1,0$$

$$\frac{2013,903}{0,730 \times 83531,818} + \frac{0,999 \times 4081,944}{0,859 \times 7840,45} = 0,63 \leq 1,0 \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

III.6.5 Conclusion :

L'IPE 240 qu'on n'a choisie convient comme potelet

III.1 Calcul Des Pannes De Couverture :

Introduction :

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en « I, ou en U ». Elles sont soumises à la flexion bi axiale sous l'effet du poids propre de la couverture, aux actions climatiques et à la surcharge d'entretien. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutres secondaires.

L'espacement entre pannes est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture. Espacement moyen.

Remarque :

Nous allons dimensionner les pannes sollicitée qui se trouve sur la zone H et la zone I de la toiture.

➤ donnée :

- Espacement entre axes des pannes : **2,34 m**
- Portée de la panne : **4m**
- Angle d'inclinaison : **$\alpha=11,30^\circ$**
- Poids estimé de la panne pose : **12 kg/ml**
- Poids des accessoires de pose + bac acier : **17 kg/m²**

III.1.1 Évaluation des charges :

1) Charge permanentes :

$$G = [(17 \times 2.34) + 12] = 51,78 \text{ kg/ml} \downarrow$$

$$G = 51,78 \text{ kg/ml} \downarrow$$

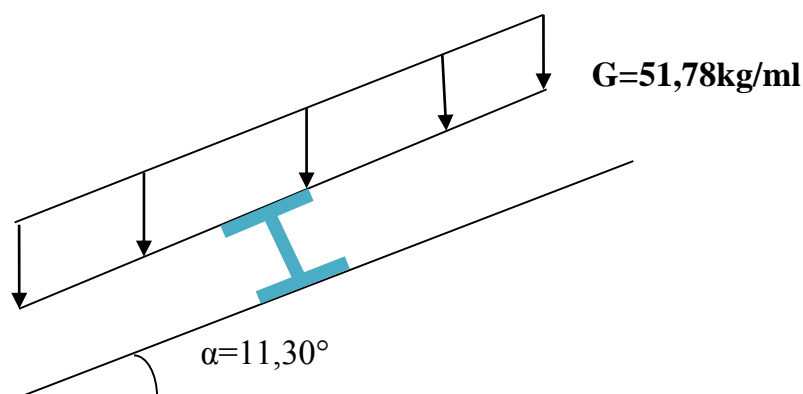


Figure III.1 : Charges permanentes sur la panne.

2) Surcharge climatique du vent :

Les pannes les plus sollicitées se trouvent dans la zone H et I de la toiture :

- $v_H = -39,89 \text{ daN/m}^2$

donc : $V = 39,89 \times 2.34 = 93,34 \text{ daN/ml}$

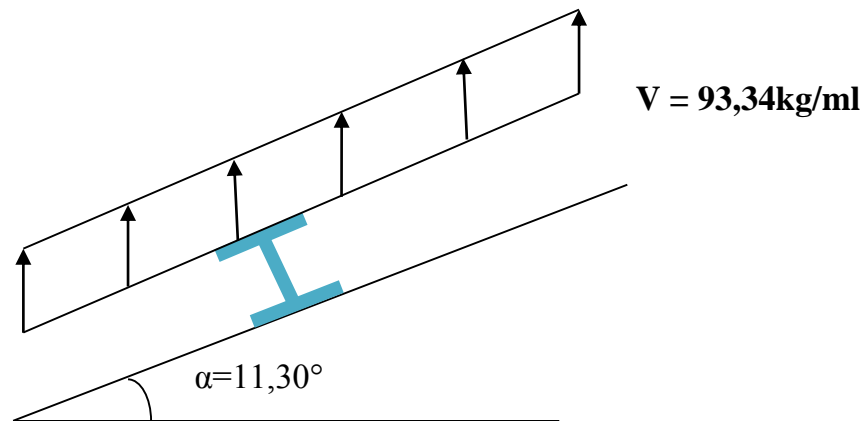


Figure III.2 : Surcharges du vent sur la panne.

3) Surcharge climatique de neige :

Pour des raisons de sécurité nous majorons la valeur estimée de la charge de neige
 Pour mettre une valeur de ; $S = 40 \text{ daN/m}^2$

➤ $N = 40 \times 2.3 = 92 \text{ daN/ml}$

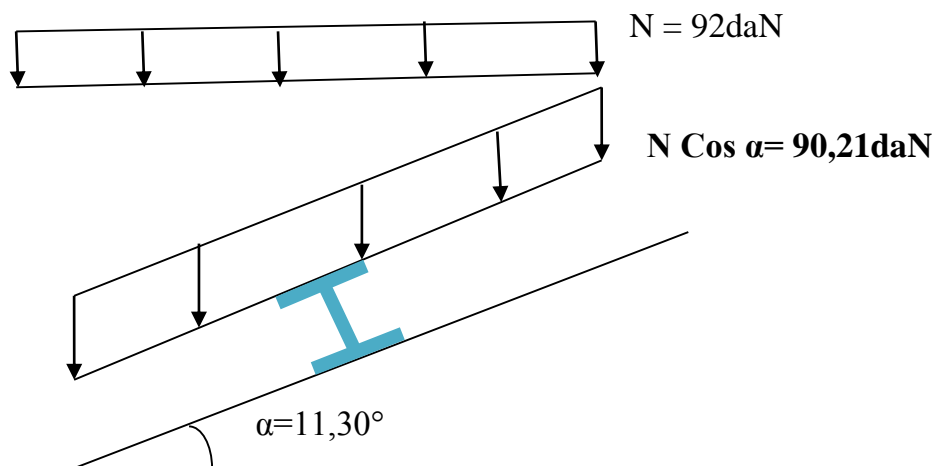


Figure III.3 : surcharges de neige de la panne.

4) **Surcharge d'entretien :**

$$M_{\max} = Pl/3 = Pl^2/8 \rightarrow P_{eq} = \frac{8P}{3l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 4} = 67 \text{ daN/m}$$

$$P_{eq} = 67 \text{ daN/m}$$

En passant d'une charge ponctuelle à une charge répartie pour le calcul des combinaisons de charges.

III.1.2 Combinaison de charge les plus défavorables :1. **action vers le bas :**

$$Q_{sd1} = 1,35G + 1,5P_{eq} = (1,35 \times 52) + (1,5 \times 67) = 170,7 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd2} = 1,35G + 1,5N = (1,35 \times 52) + (1,5 \times 92) = 208,2 \text{ daN/ml}$$

2. **Action vers le haut :**

$$Q_{z.sd} = G \times \cos \alpha - 1,5V = 52 \times \cos 11,30 - 1,5 \times 93,34 = -89 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y.sd} = 1,35G \times \sin \alpha = 1,35 \times 52 \times \sin 11,30 = 13,76 \text{ daN/ml}$$

On retient la combinaison la plus défavorable pour les calculs

3. **Flexion dévié :**

$$Q_{sd} = 208,2 \text{ daN/ml} \downarrow$$

$$Q_{z.sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = 204,16 \text{ daN/m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{204,16 \times 4^2}{8} = 408,32 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y.sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 208,2 \times \sin 11,30 = 40,79 \text{ daN/m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times \frac{l^2}{2}}{8} = \frac{40,79 \times 2^2}{8} = 20,39 \text{ daN.m}$$

4. **Déversement flexion dévié :**

$$Q_{z.sd} = -89 \text{ daN/ml} \uparrow$$

$$Q_{y.sd} = 13,76 \text{ daN/ml} \leftarrow$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{-89 \times 4^2}{8} = -178 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times \frac{l^2}{2}}{8} = \frac{13,76 \times 2^2}{8} = 6,88 \text{ daN.m}$$

Remarque :

D'après le nouveau règlement du (DTR) les charges climatiques ne se combinent pas avec les surcharges d'entretiens.

III.1.3 Vérification a la sécurité:

1) **Vérification a l'état limite ultime (ELU) :**

a)- vérification a la flexion :

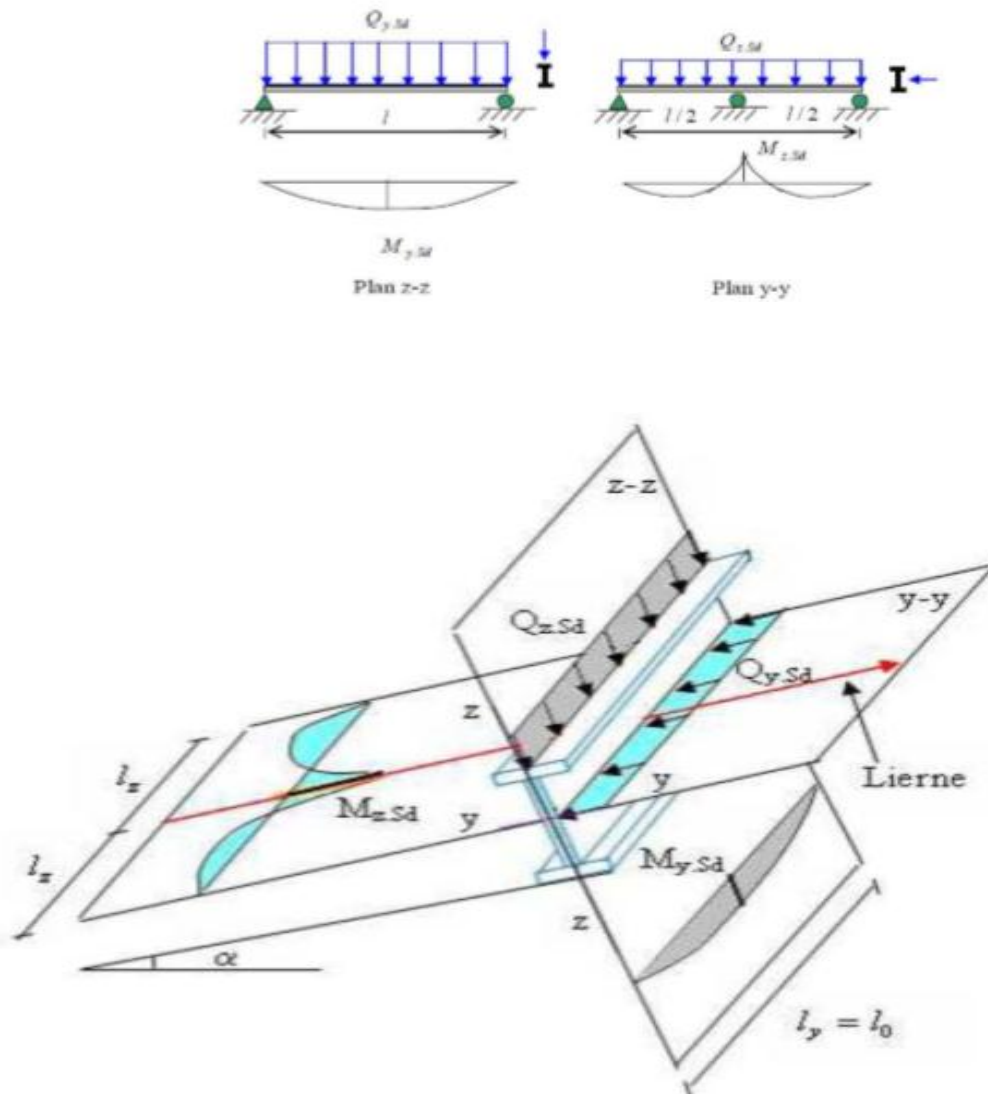


Figure III.4 : Panne de toiture en flexion sous les différents chargements

Calcul en plasticité : section de classe 1 et 2

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}}\right)^\beta \leq 1,0$$

Ou α et β sont des constantes qui placent la sécurité si elles sont prise égales a l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivante :

- Section en I ou H : $\alpha = 2$; $\beta = 5n \geq 1$

Avec : $n = N_{sd} / N_{pl.rd} = 0 \rightarrow \beta = 1$

Après près dimensionnement a l'aide de la flèche on choisit le profilé suivant : IPE 100

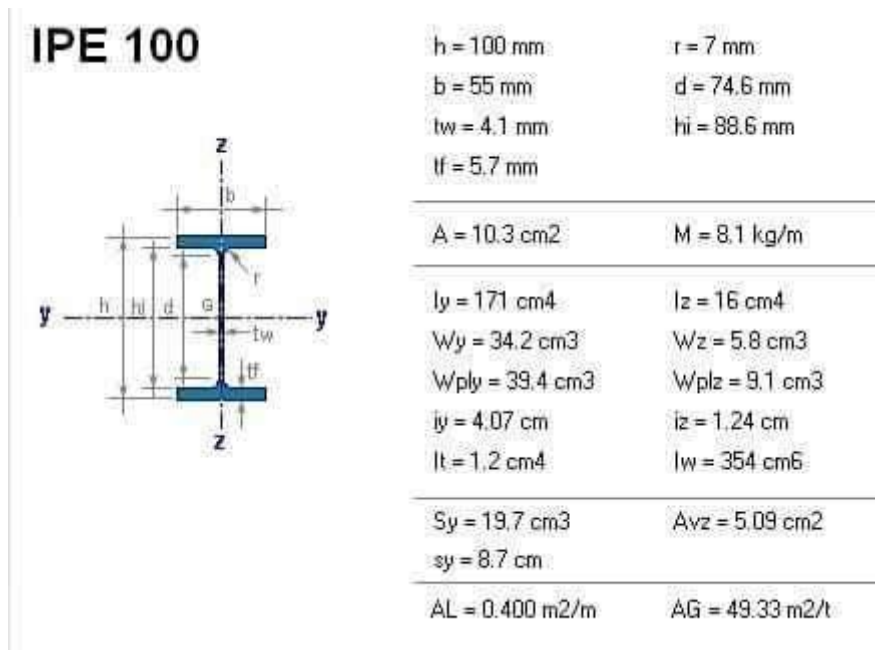


Figure III.5 : caractéristique de l'IPE 100

- Classe de la section :

Classe de la semelle : (semelle comprimé)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\epsilon$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{55/2}{5,7} = 4,82 < 10 \implies \text{semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme : (âme fléchie)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{88,6}{4,1} = 21,6 < 72 \implies \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

Remarque :

Les profilés laminés de calibre inférieurs ou égale a l'IPE 200 , sont généralement de classe 1

Caractéristique géométrique de l'IPE 100 :

$$W_{el,y} = 34,2 \text{ cm}^3 \quad ; \quad W_{el,z} = 5,78 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 39,4 \text{ cm}^3 \quad ; \quad W_{pl,z} = 9,1 \text{ cm}^3$$

Dans notre cas, l'effort normal ($N_{sd}=0$) donc $\beta = 1$.

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right)^\beta = \left(\frac{408,32}{841,73} \right)^2 + \left(\frac{40,79}{194,4} \right)^1 = 0,44 \leq 1,0 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

b. vérification au cisaillement :

la vérification au cisaillement est donnée pas la formule suivante :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.Rd}$$

$$V_{y.sd} \leq V_{ply.Rd}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{v,z} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad \text{avec : } \gamma_{M0} = 1,1$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{A_{v,y} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$\text{IPE100 : } A_{v,z} = 5,08 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{v,y} = 6,27 \text{ cm}^2$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} = \frac{204,16 \times 4}{2} = 408,32 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = 0,625 \times Q_{y.sd} \times l/2 = 0,625 \times 40,79 \times 2 = 51 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{5,08 \times 10^2 \times (235/\sqrt{3})}{1,1} = 6265,8 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{6,27 \times 10^2 \times (235/\sqrt{3})}{1,1} = 7733,60 \text{ daN}$$

Donc on aura :

$$V_{z.sd} = 412,24 \leq V_{plz.Rd} = 6265,8 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$V_{y.sd} = 51,5 \leq V_{ply.Rd} = 7733,60 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

\Rightarrow la section IPE100 est vérifiée.

- Remarque :

Pour les sections en I ou H l'effort tranchant suivant l'axe (z ; z') est repris par la section de l'âme (A_{vz}), et l'effort suivant (y ; y') est repris par la section des deux semelles (A_{vy}).

c. Vérification au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres fléchies lorsque la partie comprimée de la section droite se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale orthogonale à l'âme et de rotation autour du centre de cisaillement.

- Semelle supérieure :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'effet des charges verticales descendantes n'est pas susceptible de flamber car elle est fixée à la toiture.

- Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent ascendant risque de se déverser car elle est libre tout au long de sa portée.

2) Calcul du moment ultime :

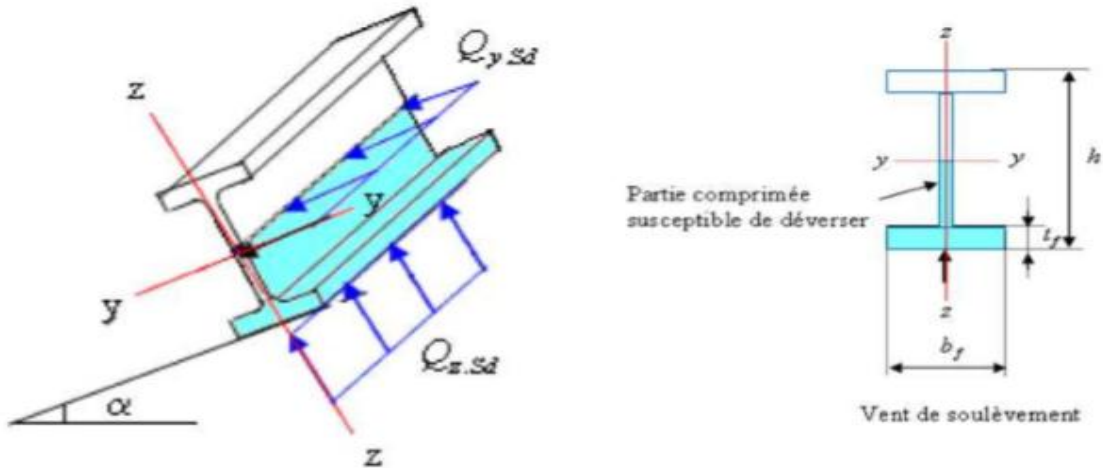


Figure III.6 : Déversement de la panne

$$Q_{z.sd} = G \cos \alpha - 1,5V = 89 \text{ daN} \uparrow$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{89 \times 4^2}{8} = 178 \text{ daN.m} \uparrow$$

$$Q_{y.sd} = 1,35G \times \sin \alpha = 13,76 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times (l/2)^2}{8} = 6,88 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{39,4 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 841,72 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{pl.z} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{9,2 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 196,54 \text{ daN.m}$$

La formule de vérification au déversement est la suivante :

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1,0$$

- Calcul du moment résistant au déversement $M_{b.Rd}$:

$$M_{b.Rd} = \chi_{IT} \times B_w \times \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \chi_{LT} \times M_{ply.Rd}$$

$\beta_w = 1,0$ pour les sections de classe 1 et 2

- L'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ est déterminé par la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0,5}$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0$$

Donc : $\lambda_1 = 93,9 \times 1,0 = 93,9$

Pour les poutres à section constante et doublement symétrique (profilés laminés I et H) l'élancement λ_{LT} vaut :

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{c_1^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

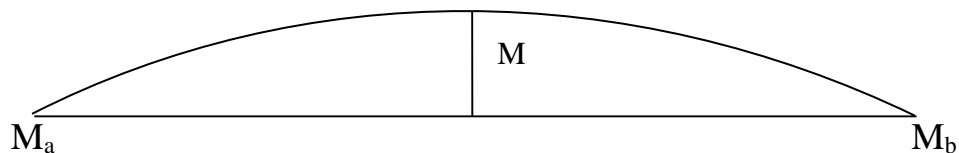
Avec : $i_z = 1,24 \times 10 \text{ mm}$; $h = 100 \text{ mm}$; $t_f = 5,7 \text{ mm}$

$$C_1 = 1,88 - 1,40\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7 \Rightarrow \psi = \frac{M_a}{M_b} \text{ avec } M_a < M_b$$

- Poutre simplement appuyée avec charge à mi-travée :

$L = 200 \text{ cm}$: longueur libre entre appuis latéraux.

$$\Psi = \frac{M_a}{M_b} = 0 \Rightarrow C_1 = 1,88$$



$$\lambda_{LT} = \frac{200/1,24}{1,88^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{200/1,24}{10/0,57} \right)^2 \right]^{0,25}} = 51,46$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0,5} \longrightarrow \bar{\lambda} = \left[\frac{51,46}{93,9} \right] = 0,55$$

- Calcul de χ_{LT} à l'aide des tableau de l'Eurocode 3.

Pour les profilés laminés on utilise la courbe a
Avec la valeur de $\bar{\lambda}$ on obtient la valeur de χ_{LT}

D'où : $\chi_{LT} = 0,9080$

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \times M_{ply.Rd} = 0,9080 \times 841,72 = 764,28 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1,0$$

A.N :

$$\frac{178}{764,28} + \frac{6,88}{196,54} = 0,267 \leq 1,0 \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

III.1.4) Vérification a l'état limite de service ELS :

II.1.4.1) Vérification de la flèche :

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

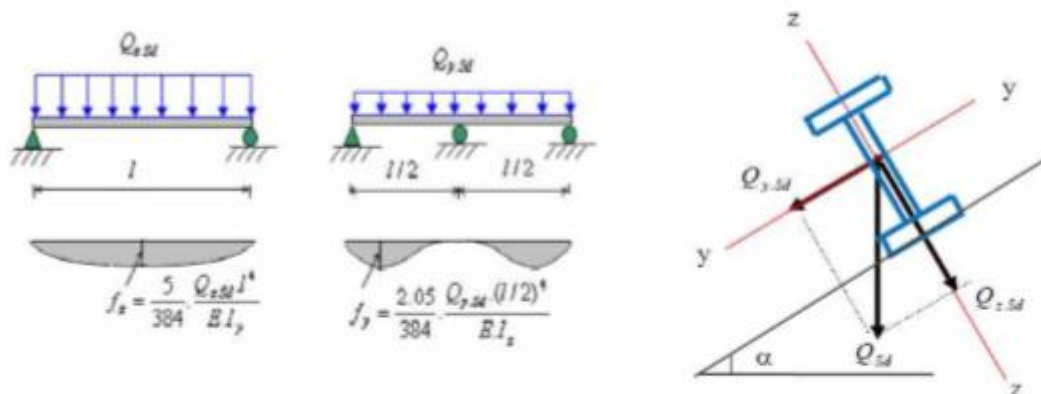


Figure III.7 : Vérification de la flèche

1) Action vers le bas :

$$Q_{sd1} = G + N = 52 + 92 = 144 \text{ daN/ml} \downarrow$$

$$Q_{sd1} = G + P = 52 + 67 = 119 \text{ daN/ml} \downarrow$$

2) Action vers le haut :

$$Q_{sd2} = G \times \cos \alpha - V = 52 \times \cos 11,30 - 93,34 = 42,34 \text{ daN/ml} \uparrow$$

$$Q_{sd} = \max (Q_{sd1} ; Q_{sd2}) = 144 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z.sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = 141,28 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y.sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 28,21 \text{ daN/ml}$$

Condition de vérification :

$$f \leq f_{ad} \quad \text{avec} \quad f_{ad} = \frac{l}{200}$$

- Flèche verticale suivant (z-z') sur deux appuis

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2,0$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{z.sd} \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{141,28 \times 10^{-2} \times 400^4}{2,1 \times 10^6 \times 171} = 1,31$$

$$f_z = 1,31 < f_{ad} = 2 \quad \dots \dots \dots \text{Vérifier.}$$

- Flèche latérale suivant (y ; y') .

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{200}{200} = 1,0$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{Q_{y.sd} \times (\frac{l}{2})^4}{E \times I_y} = \frac{2,05}{384} \times \frac{28,2 \times 10^{-2} \times (\frac{400}{2})^4}{2,1 \times 10^6 \times 15,9} = 0,072 \leq 1 \quad \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

III.1.5) Conclusion :

Le profilé laminé choisi (l'IPE100) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié a la sécurité et convient comme panne de toiture.

III.2) Calcule des liernes de pannes :

- Introduction :

Les liernes sont des tirants qui travaillent en traction disposés à mi-portée des pannes perpendiculairement à ces dernières dans le plan de la toiture, ils sont généralement formés barres rondes ou de petites cornières.

Leurs rôle principale est d'éviter la déformation la latérale des pannes, mais aussi a limiter la longueur de déversement et le flambement latérale pour les parties comprimées

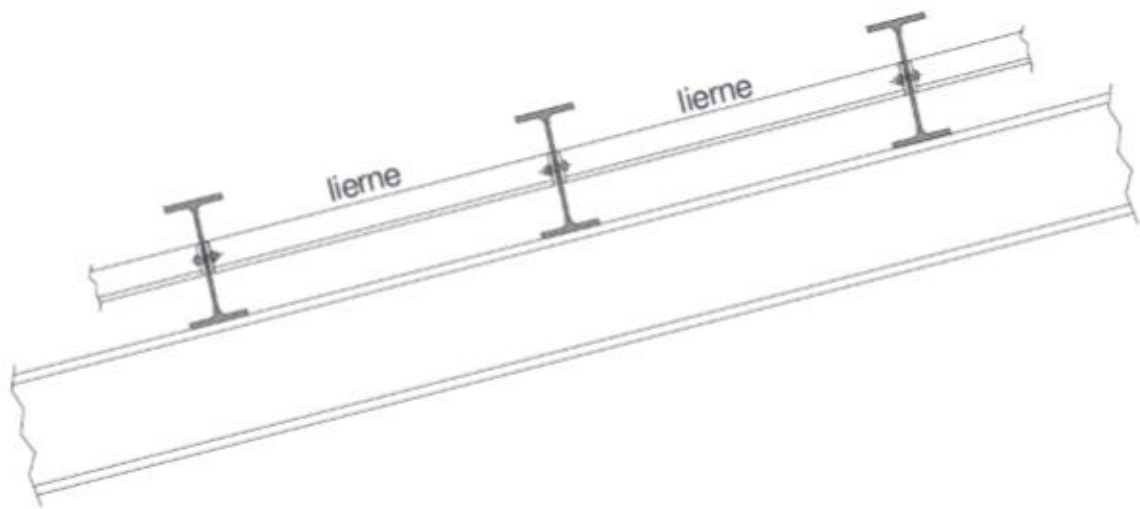


Figure III.8 : Disposition des liernes

III.2.1) Calcule de l'effort maximal revenant aux liernes :

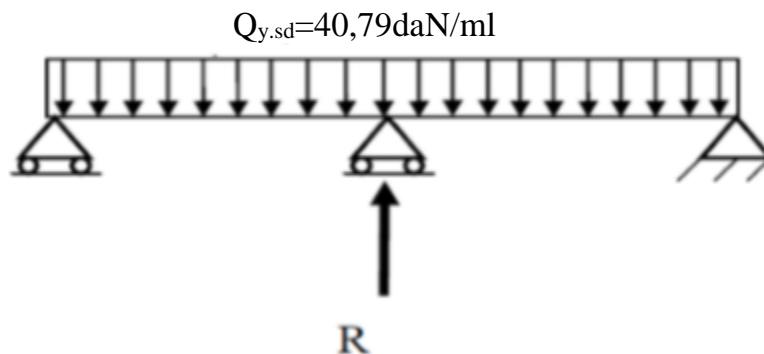


Figure III.9 : chargement des liernes

- La réaction au niveau du lierne :

$$R = 1,25Q_y = 1,25 \times 40,79 \times 2 = 102 \text{ daN}$$

1) Effort de traction dans le tronçon de lierne L_1 provenant de la panne sablière :

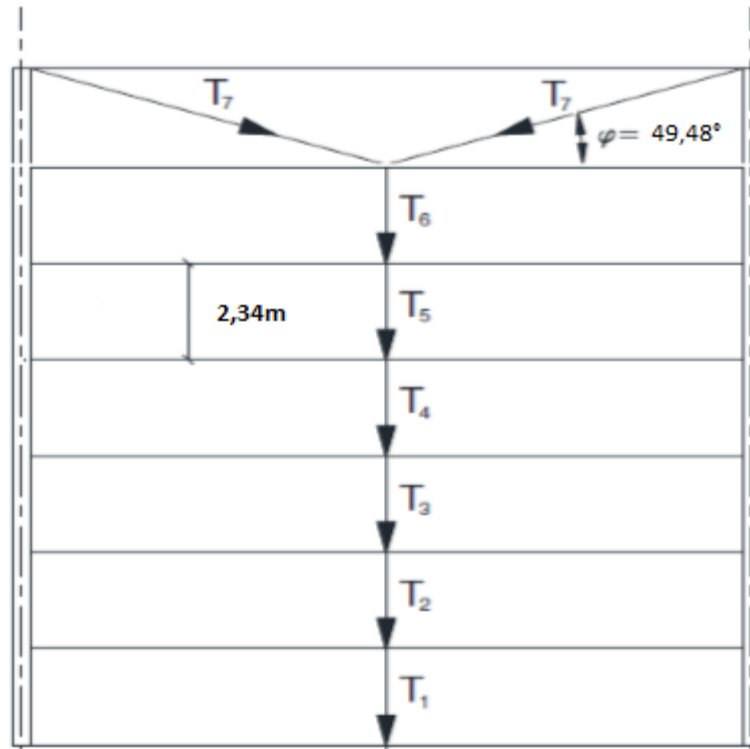


Figure III.10 : Efforts des liernes

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{102}{2} = 51 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L_2 : $T_2 = R + T_1 = 102 + 51 = 153 \text{ daN}$

$$T_2 = 153 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L_3 : $T_3 = R + T_2 = 102 + 153 = 255 \text{ daN}$

$$T_3 = 255 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales L_4 : $2T_4 \sin \theta = T_3$

$$\theta = \arctg \frac{2,34}{2} = 49,48^\circ$$

$$T_4 = \frac{T_3}{2 \times \sin 49,48} = \frac{255}{2 \times \sin 49,48} = 167,72 \text{ daN}$$

III.2.2) Dimensionnement des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est T_3

Élément tendu :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} : \text{résistance plastique de la section brute}$$

$$N_{sd} = T_3 \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{\pi \times \phi^2}{4} \Rightarrow A \geq \frac{T_3 \times \gamma_{M0}}{f_y} \Rightarrow A \geq \frac{255 \times 1,1}{2350} = 0,12 \text{cm}^2$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,12}{3,14}} = 0,39 \longrightarrow \phi \geq 0,39 \text{cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre de $\phi = 0,4 \text{ cm} = 4 \text{ mm}$, pour des raison de sécurité , on opte pour une barre ronde de diamètre $\phi = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$.

III.3 Étude de l'échantignole :**- Définition :**

L'échantignole est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes ou les traverses de portiques. Elle s'oppose aux charges tangentielles dues aux poids des charges permanentes et de la neige. Elle s'oppose aussi à l'action de soulèvement due au vent. Elles sont fixées soit par boulonnage soit par soudage.

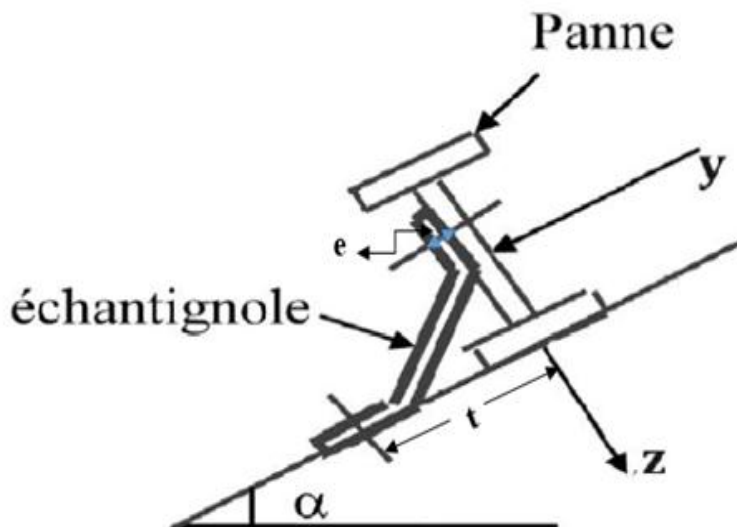


Figure III.11 : Disposition de l'échantignole.

III.3.1) Calcul des charges revenant à l'échantignole : (D'après le livre de M. Dahmani édition N°5343).

$$Q_{z, sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = - 89 \text{ daN/ml}$$

1) Effort suivant rampant :

$$Q_{y, sd} = 1.35G \times \sin(\alpha) = +13,76 \text{ daN/ml.}$$

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

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

$$5,5 \leq t \leq 8,25 \quad \text{soit : } t = 7 \text{ cm}$$

Pour un IPE 100

2) Échantignole de rive :

$$R_z = Q_{z, sd} \times \frac{l}{2} = 89 \times \frac{4}{2} = 178 \text{ daN}$$

$$R_y = Q_{y, sd} \times \frac{l}{2} = 13,76 \times \frac{4}{2} = 27,52 \text{ daN}$$

3) Échantignole intermédiaire :

$$R_z = 2 R_z = 2 \times 178 = 356 \text{ daN}$$

$$R_y = 2 R_y = 2 \times 27,52 = 55,04 \text{ daN}$$

III.3.2) Calcul du moment de renversement :

$$M_R = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2} = 356 \times 7 + 55,04 \times 5 = 2767,2 \text{ daN.cm}$$

III.3.3) Dimensionnement de l'échantignole :

Dans la construction métallique, généralement les échantignoles sont des éléments formés à froid. La classe de la section est au moins une classe 3. Selon l'Eurocode 03 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

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

$$M_R = M_{sd} \quad \rightarrow \quad (\text{le moment sollicitant})$$

$$M_{el, Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma M_0} \quad \rightarrow \quad (\text{le moment de résistance élastique de la section})$$

III.3.4) Calcul de l'épaisseur de l'échantignole :

$$M_{el, Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma M_0}$$

$$W_{el} = \frac{M_R \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{2767,2 \times 1.1}{2350} = 1,29 \text{ cm}^2$$

$$W_{el} \geq \frac{b \cdot e^2}{6} \text{ (Pour une section rectangulaire)}$$

La largeur de l'échantignole est prise en fonction de la largeur de la semelle du portique sur laquelle va être soudée l'échantignole

⇒ Traverse IPE 400

⇒ $b = 180 \text{ mm}$.

$$e = \sqrt{\frac{6 \times w_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 1,29}{18}} = 0,655 \text{ cm}$$

$e \approx 0,7 \text{ cm}$

III.4) Études des lisses de bardage :

Vérification de la lisse du long-pan :

Calcul des charges et surcharge revenant à la lisse la plus chargée (lisse intermédiaire).

Charges permanentes (perpendiculaire à l'âme).

Donnée :

- Bardage12.0 kg/m²
- Accessoires de poses.....5,0 kg/m²
- Isolants5,0kg/m²
- Poids propre de la lisse (IPE100).....8,1kg/ml
-

1) Charge permanent :

$$G=(12+5+5)\times 2,0+8,1=52,1 \text{ daN/ml}$$

2) Surcharge climatique du vent : (suivant le plan de l'âme).

$$V= 62,53\times 2,0 = 125,06 \text{ daN/ml}$$

III.4.1) Vérification à L'ELU

- **Combinaison de charges les plus défavorables :**

$$1,35G+1,5V$$

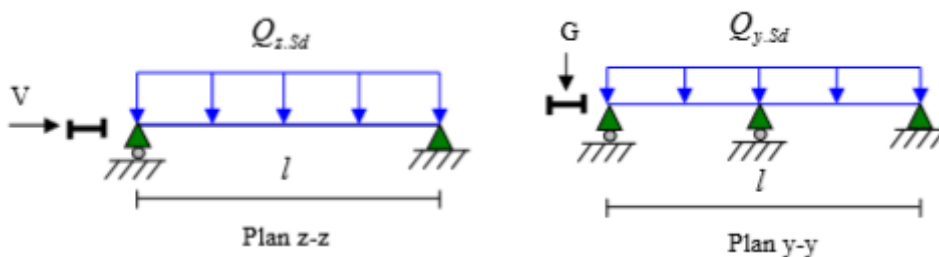


Figure III.12 : chargement sur les lisses

- Poutre sur deux appuis :

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} = \frac{1,5V \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 125,06 \times 4^2}{8} = 375,18 \text{ daN.m}$$

$$M_{y.sd} = 375,18 \text{ daN.m}$$

- Poutre sur trois appuis :

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{1,35G \times (l/2)^2}{8} = \frac{1,35 \times 52,1 \times (4/2)^2}{8} = 35,16 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = 35,16 \text{ daN.m}$$

- Par tâtonnement on choisie l'**IPE100**

III.4.2) Vérification de l'IPE 100 a la sécurité :

1-vérification a l'état limite ultime :

1.1-vérification a la flexion :

Nature de la sollicitation : flexion déviée

Classe de l'IPE100 :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{55/2}{5,7} = 4,82 < 10 \implies \text{semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme : (fléchie)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{88,6}{4,1} = 21,6 < 72 \implies \text{Ame de classe 1}$$

La section est de classe 1

- La vérification de la section a la résistance est donnée par la formule suivante :

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \right)^\beta \leq 1,0$$

Ou α et β sont des constante

- Section en **I** ou **H** : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$ avec $n =: n = N_{sd}/N_{pl.rd}$

Caractéristique géométrique de l'IPE 100 :

$$W_{el,y} = 34,2 \text{ cm}^2 \quad ; \quad W_{el,z} = 5,78 \text{ cm}^2$$

$$W_{pl,y} = 39,4 \text{ cm}^2 \quad ; \quad W_{pl,z} = 9,1 \text{ cm}^2$$

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 841,73 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz.rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 194,4 \text{ daN.m}$$

Dans notre cas l'effort normal ($N_{sd}=0$) donc : $\beta = 1,0$.

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}}\right)^\beta = \left(\frac{175,18}{841,73}\right)^2 + \left(\frac{35,16}{194,4}\right)^1 = 0,22 < 1,0 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

1.2-vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z.sd} \leq V_{plz.rd} \text{ et } V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{y.sd} \leq V_{ply.rd} \text{ et } V_{ply.rd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

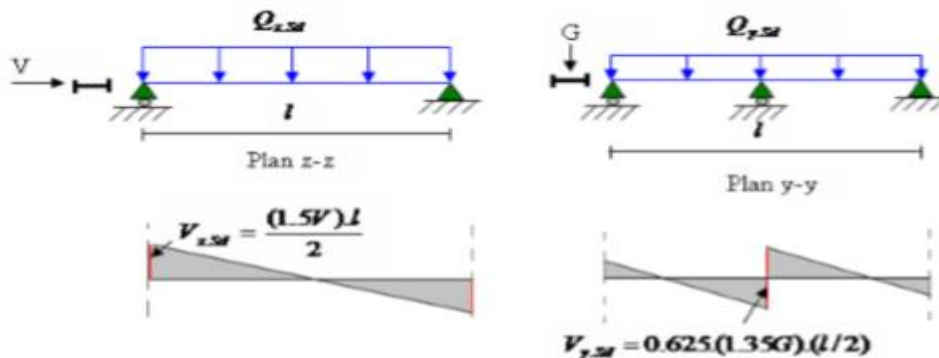


Figure III.13 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement

$$V_{z.sd} = \frac{(1,5 \times V) \times l}{2} = \frac{125,06 \times 4}{2} = 250,12 \text{ daN}$$

$$V_{y.sd} = 0,625 \times 1,35G \times \left(\frac{l}{2}\right) = 0,625 \times (1,35 \times 52,1) \times \frac{4}{2} = 87,92 \text{ daN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{5,08 \times 10^2 \times (235 / \sqrt{3})}{1,1} = 6265,8 \text{ daN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{6,27 \times 10^2 \times (235 / \sqrt{3})}{1,1} = 7733,60 \text{ daN}$$

$$V_{z.sd} = 250,12 \text{ daN} < V_{plz.Rd} = 62658 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

$$V_{y.sd} = 87,92 \text{ daN} < V_{ply.Rd} = 7733,60 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

1.3- Vérification au déversement :

Il n'y a pas de risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimée est soutenue latéralement sur toute sa longueur.

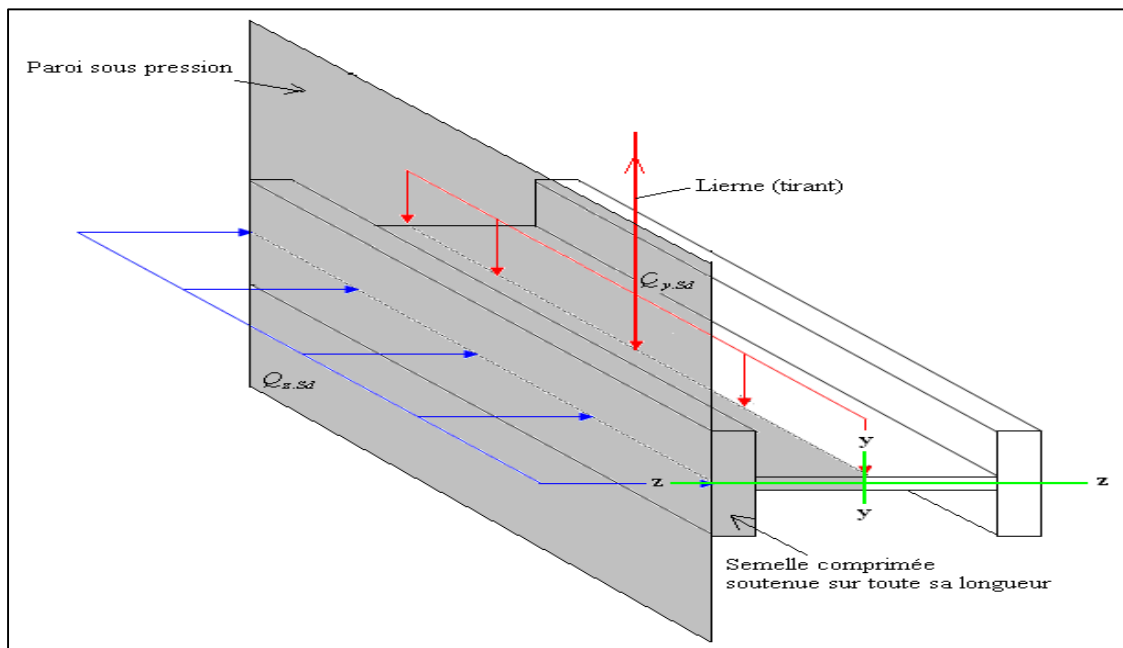


Figure III.14 : Semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

III.4.3 vérification a l'état limite de service (ELS):

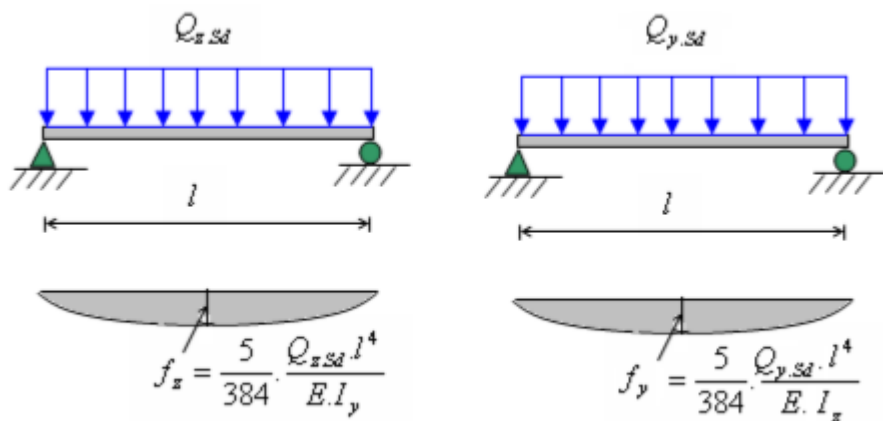


Figure III.15 : vérification a la flèche

1) **Vérification a la flèche :**

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

$$Q = G + N$$

- **Condition de vérification :**

$$f \leq f_{ad} \text{ avec : } f_{ad} = \frac{l}{200}$$

- Flèche verticale suivant (y,y') : sur trois appuis :

$$F_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{200}{200} = 1\text{cm}$$

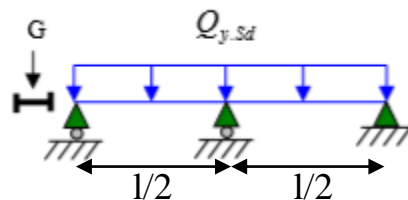


Figure III.16 : flèche vertical

$$f_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{G \times (l/2)^2}{E \times I_y} = \frac{2,05}{384} \times \frac{52,1 \times 10^{-2} (400/2)^2}{2,1 \times 10^6 \times 15,9} = 0,13\text{cm} < 1 \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

Flèche horizontale suivant (z ;z') : sur deux appuis.

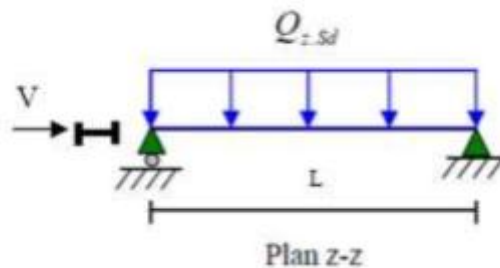


Figure III.17 : Flèche horizontal

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{400}{200} = 2,0\text{cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \times \frac{V \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5}{384} \times \frac{125,06 \times 10^{-2} \times 400^4}{2,1 \times 10^6 \times 171} = 1,16\text{cm}$$

$F_z=1,16 < f_{ad}=2$Vérifier.

III.5) Calcul des liernes de long-pan :

III.5.1) Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité :

La réaction **R** au niveau du lierne :

$$R=1,25 \times (1,35 \times G) \times 2 = 1,25 \times (1,35 \times 52,1) \times 2 = 175,83 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne l_1 provenant de la lisse inférieure.

$$T_1 = R/2 = 175,83/2 = 87,92$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L_2 :

$$T_2 = T_1 + R = 87,92 + 175,83 = 263,75 \text{ daN}$$

Effort dans la diagonal L_3 :

$$T_3 = \frac{T_2}{2 \times \sin \theta} = \frac{263,75}{2 \times \sin 45} = 186,5 \text{ daN}$$

$$\theta = \arctg \frac{2}{2} = 45^\circ$$

III.5.2 Calcul de la section de liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L_2

$$T_2 = 263,75 \text{ daN} \downarrow$$

Nature de la sollicitation : tensions
Condition de vérification à la résistance
Résistance plastique de la section brut

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} ; N_{sd} = T_2$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \longrightarrow T_a \leq \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{T_2 \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{263,75 \times 1,1}{2350} = 0,123 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \varnothing^2}{4} \geq 0,123 \text{cm}^2 \Rightarrow \varnothing = \sqrt{\frac{4 \times 0,123}{3,14}} = 0,39 \text{cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre $\varnothing = 0,39 \text{cm}$

Pour des raisons pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre $\varnothing = 1,0 \text{cm} = 10 \text{mm}$.

1) INTRODUCTION :

Le Séisme est phénomène naturelle résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Cette libération d'énergie se fait par rupture le long d'une faille, généralement préexistante au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint. Il se traduit en surface par des vibrations du sol causant ainsi des dégâts sur les constructions ainsi qu'un danger important sur la sécurité des personnes. La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les une par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent et d'autres coulisent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection assez suffisant aux vies humaines et aux biens matériels.

Pour cela l'application **des règles parasismiques** actuelles "RPA99 version 2003" qui concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sismiques sauf pour la zone 0 (sismicité négligeable).

C'est en général l'ingénieur du bureau d'étude qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments en béton armé, aciers, bois ou bien mixtes.

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

IV.1 Méthode statique équivalente :

IV.1.1 Principe :

Pour notre étude nous avons opté pour la méthode statique équivalente ; Le choix de cette méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage (sensiblement symétrique), sa hauteur limitée ($H=10,32\text{m} < 65\text{m}$) et sa régularité en plan ($\frac{44,28}{23} = 1,925 < 4$) et en élévation.

D'une manière générale notre structure satisfait l'intégralité des conditions énumérées dans l'article (4.1.2) du RPA 99 version 2003. Le principe de cette méthode est le remplacement des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **Caractéristiques du hangar étudié :**

- Wilaya d'implantation : Tizi-Ouzou
- Zone IIa : sismicité moyenne.
- Groupe d'usage 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne (bâtiments industriels).
- Catégorie du site : Site 3 (sol meuble).

IV.1.2 Calcul de la force sismique totale :(art 4.2.3 RPA99/03)

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W \quad (\text{formule (4.1)})$$

a) Coefficient d'accélération de zone (A) :

Donné par un tableau (4.1 du RPA99/03), le coefficient d'accélération A est tiré en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas :

$$\begin{aligned} \Rightarrow \text{Zone IIa} \\ \Rightarrow \text{Groupe d'usage 2} \end{aligned} \quad \Longrightarrow \quad A=0.15$$

b) Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Il est en fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / 3)^{2/3} \cdot (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s. \end{cases} \quad \text{formule (4.2)}$$

Calcul du facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \text{ formule (4.3)}$$

- Le pourcentage d'amortissement critique ξ :

ξ (%): le pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction du matériau constitutif, de type de structure et de l'importance des remplissages.

Dans notre cas :

Nous avons un portique en acier avec remplissage léger.

\Rightarrow D'après le tableau (4.2) $\Rightarrow \xi=4\%$

$$\text{D'où : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2+0,04)}} = 1.86 \geq 0.7$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

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 selon les cas est la suivante :

$$\mathbf{T = C_t \cdot h_n^{3/4}} \quad (4.6)$$

- h_n : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $h_n=10,32\text{m}$.
- C_t : coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage. donné par le tableau (4.6).
On a : Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie :

$$\mathbf{C_t = 0.085}$$

\Rightarrow Donc : $T = 0.085 \cdot (10,32)^{3/4}$

$\Rightarrow \mathbf{T = 0.49 \text{ s}}$

Calcul du T_2 :

T_2 est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7.

On a un sol de catégorie de 3 (S3)

$$\Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ s}$$

- **Sens longitudinal** : $0 < T = 0.49 \text{ s} < T_2$ donc : $D_x = 2.5 \eta = 2.5 \times 1.852 = 4,63$.
- **Sens transversal** : $0 < T = 0.49 \text{ s} < T_2$ donc : $D_y = 2.5 \eta = 2.5 \times 1.852 = 4,63$.

$D_x = D_y$ donc on va faire un seul calcul pour V, mais dans les deux directions (sens longitudinal et sens transversal).

IV.1.3 Coefficient de comportement global de la structure (R) :(tableau 4.3 du RPA99/03)

Pour le sens longitudinal (sens X) la structure est contreventée par portiques auto stables ordinaire

$$\Rightarrow R = 4$$

Pour le sens longitudinal (sens Y) la structure est contreventée par portiques auto stables ordinaire

$$\Rightarrow R = 4$$

IV.1.4 Facteur de qualité « Q » :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- P_1 : Condition minimale sur les files de contreventement (une seule travée : non observé).
- P_2 : Redondance en plan (une seule file porteuse : non observé).
- Régularité en plan (régulier : observé).
- P_3 : Régularité en plan (régulier : observé).
- P_4 : Régularité en élévation (régulier : observé).
- P_5 : Contrôle de la qualité des matériaux (Ya un contrôle : observé).
- P_6 : Contrôle de la qualité d'exécution (Ya un contrôle : observé).

$$Q = 1 + \sum_1^6 q_p = 1 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1,1$$

IV.1.5 Poids total de la structure « W » :

Poids total de la structure donné par la formule 4-5 du RPA.

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et a celle des équipements fixes éventuels.

- W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation.
- β : Fonction de pondération selon la nature et la durée de la charge.

$$W=1900\text{KN}(\text{poids estimé})$$

IV.1.6 Force sismique suivant la direction X :

$$V_X = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 4,62 \times 1,1}{4} \times 1900 = 362 \text{ KN}$$

Cet effort sismique sera repris par deux files porteuses a parts égales vu qu'on a la même rigidité ainsi l'intensité de la valeur sismique sera :

$$V_{X'} = \frac{V_X}{2} = 181 \text{ KN} < 2220,60 \text{ KN (valeur max du vent)}$$

IV.2 Évaluation de la force sismique suivant la direction Y :

Tous les paramètres seront identique sauf « R » ; « Q ».

IV.2.1 Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Donné par le Tableau 4.3 du RPA en fonction du système de contreventement (portique en acier ordinaire).

$$R = 4$$

IV.2.2 Facteur de qualité « Q » :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- P_1 : Condition minimale sur les files de contreventement (critère observé)
- P_2 : Redondance en plan (critère observé).
- P_3 : Régularité en plan (régulier : observé).
- P_4 : Régularité en élévation (régulier : observé).
- P_5 : Contrôle de la qualité des matériaux (Ya un contrôle : observé).
- P_6 : Contrôle de la qualité d'exécution (Ya un contrôle : observé).

$$Q = 1 + \sum_1^6 q_p = 1 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1,1$$

IV.2.3 Force sismique suivant la direction Y :

$$V_Y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 4,62 \times 1,1}{4} \times 1900 = 362 \text{ KN}$$

Cet effort sismique sera repris par deuze files porteuses à parts égales vu qu'on a la même rigidité ainsi l'intensité de la valeur sismique.

$$V_Y = \frac{V_Y}{12} = 30,16 \text{ KN} < 1266,50 \text{ KN (valeur max du vent)}$$

IV.3 Conclusion :

Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles dues au séisme dans les deux sens X ; Y ainsi nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement des portiques et du contreventement de l'ouvrage.

Calcul du contreventement

1) Introduction :

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts dus au vent, séisme, et les acheminer vers les fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutres au vent), et en façade (palées de stabilité).

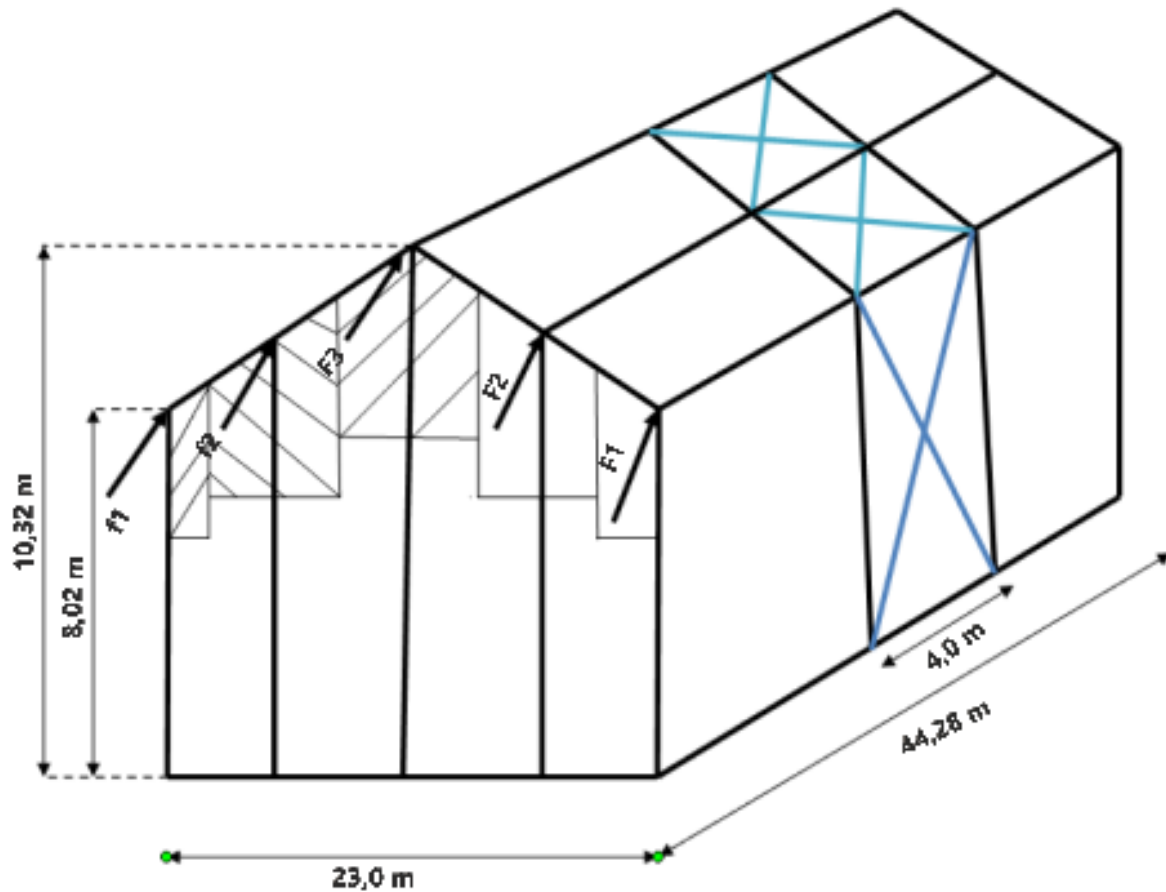


Figure V.1 : schéma du contreventement

V.1 Calcul de la poutre au vent en pignon :

1) Évaluation des efforts horizontaux :

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{6}{8} \right) + \frac{f_e}{8}$$

$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{f_e}{4}$$

$$F_3 = \left(V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{f_e}{4}$$

Avec : $V = P_h = q_h \times C_d \times \sum C_e$

D'après l'étude au vent, la valeur de C_e et donnée ci-dessous.



$$\sum C_r = C_{eD} + C_{eE} = 0,8 + 0,3 = 1,1$$

$$q_h = q_{ref} \times C_{ex} = 37,5 \times 1,8 = 67,5 \text{ daN/m}^2$$

$C_d = 1$ pour les structures inférieure à 15m

$$P_h = C_d \times q_h \times \sum C_r = 1 \times 67,5 \times 1,1 = 74,25 \text{ daN/m}^2$$

$$V = P_h = 74,25 \text{ daN/m}^2$$

La force de frottement f_e est la force de frottement pour la toiture, la toiture elle est donnée par le (chapitre II).

$$f_e = F_{fr} = \sum (q_h \times C_{fr} \times S_{fr})$$

Avec :

$$q_h = 67,5 \text{ daN/m}^2$$

$$C_{fr} = 0,04 \text{ coefficient de frottement.}$$

$$S_{fr} = 44,28 \times 11,73 \times 2 = 1038,8 \text{ m}^2$$

Donc :

$$F_{fr} = 67,5 \times 0,04 \times 1038,8 = 2804,76 \text{ daN.}$$

2) Évaluation des efforts horizontaux :

En têtes du potelet :

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{6}{8} \right) + \frac{f_e}{8} = \left(74,25 \times \frac{8,02}{2} \times \frac{23}{8} \right) + \frac{2804,76}{8} = 1206,594$$

$$F_1 = 1206,594 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{f_e}{4} = \left(74,25 \times \frac{9,17}{2} \times \frac{23}{4} \right) + \frac{2804,76}{4} = 1402,38$$

$$F_2 = 1402,38 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left(V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{f_e}{4} = \left(74,25 \times \frac{10,32}{2} \times \frac{23}{4} \right) + \frac{2804,76}{4} = 2904,187$$

$$F_3 = 2904,187 \text{ daN}$$

3) Efforts de traction dans les diagonales :

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leurs grands élancements, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue

Le contreventement du versant est une poutre à treillis supposée horizontale.

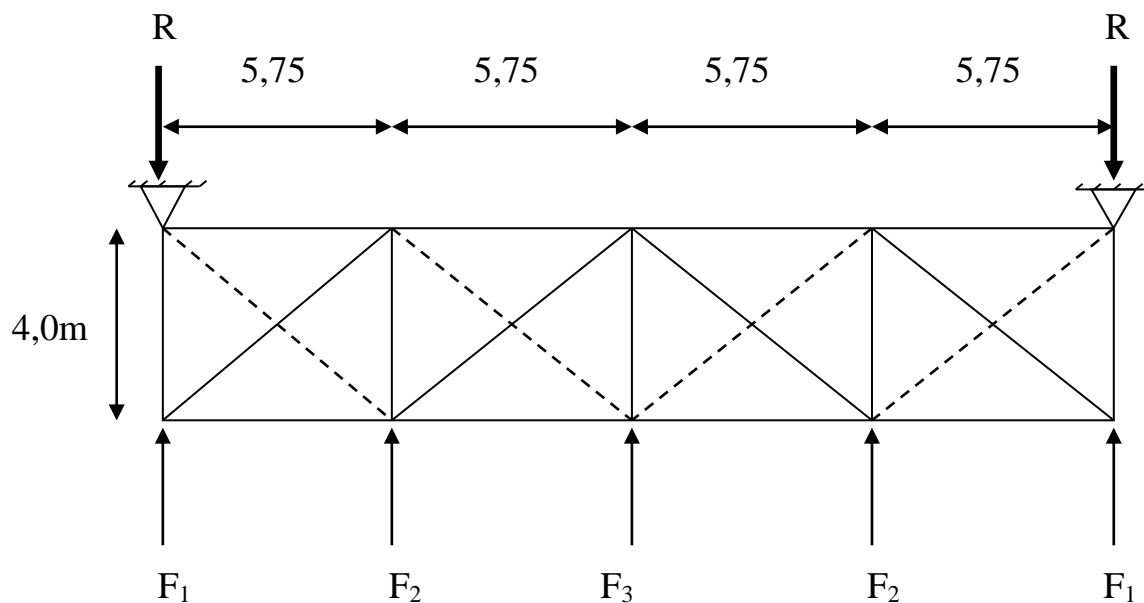


Figure V.2 : Schéma statique de la poutre au vent.

Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donnée comme suit :

$$F_d \times \cos \theta = R$$

$$R = \frac{2F_1 + 2F_2 + F_3}{2} = \frac{2 \times 1206,594 + 2 \times 1402,38 + 2904,187}{2} = 4061,067$$

$$R = 4061,067 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{5,75}{4} \Rightarrow \theta = \arctan \frac{5,75}{4} = 55,17^\circ$$

d'où :

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos \theta} = \frac{4061,067 - 1206,594}{\cos 55,17} = 4999,077$$

$$F_d = 4999,077 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times F_d = 7498,615 \text{ daN}$$

4) section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

D'où :

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{74,98 \times 1,1}{23,5} = 3,51 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratique on opte pour une cornière isolée de 50×50×5

Avec : A = 4,8 cm².

5) Section nette :

$$A_{net} = 4,8 - 0,5 \times 1,3 = 4,15 \text{ cm}^2$$

V.1.1 Vérification à la résistance ultime de la section :

Cas de cornières assemblées par une seule aile :

Pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u.Rd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

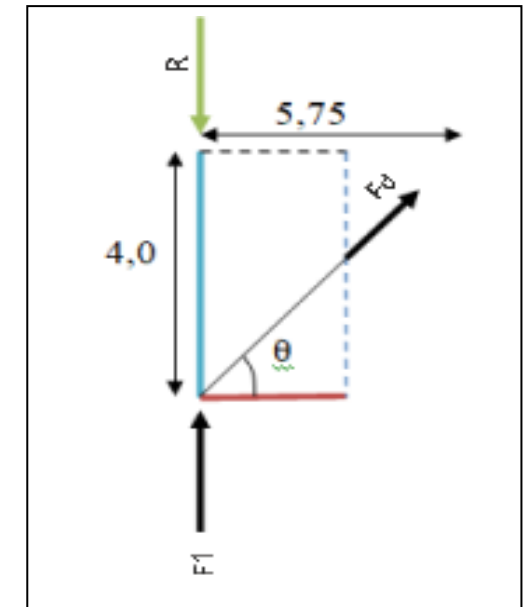
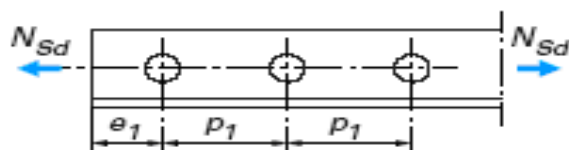


Figure V.3 : L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité.

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

Tableau 1 – Coefficients minorateurs β_2 et β_3		
Entraxe p_1	$\leq 2,5 d_0$	$\geq 5,0 d_0$
(2 boulons) β_2	0,4	0,7
(3 boulons ou plus) β_3	0,5	0,7

Tableau V.1: Coefficients minorateurs β_1 et β_2 .

Exemple :

Attache de 03 boulon et plus $p_1 = 100\text{mm}$ et $e_1 = 25\text{mm}$.

$e_1 = 25\text{mm}$

$p_1 = 100\text{mm} > 5,0 d_0 = 5 \times 13 = 65\text{mm}$

$d_0 = 13\text{mm}$: diamètre des trous

donc : $\beta = \beta_3 = 0,7$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,7 \times 4,15 \times 3600}{1,25} = 8366,4$$

$$N_{u,Rd} = 8366,4\text{daN}$$

$$N_{sd} = 7498,615\text{ daN} < N_{u,Rd} = 8366,4\text{daN} \dots\dots\dots\text{ok.}$$

➤ Conclusion :

Une cornière isolée de **L50×50×5** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

V.1.2 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 des charges verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée.

Les formules de vérification sont les suivantes :

a) Flexion composée déviée (bi axiale) :

Vérification de la section à la résistance :

$$\left(\frac{M_{y, sd}}{M_{Ny, Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z, sd}}{M_{Nz, sd}} \right)^\beta \leq 1$$

Avec : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$ a

$$n = N_{sd}/N_{pl, Rd}$$

➤ **Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :**

Flexion déviée : (voir calcul des pannes).

$$G = 51,78 \text{ daN/ml}$$

$$N = 92 \text{ daN/ml}$$

Compression voir calcul du contreventement.

$$V = F_2 = 1042,38 \text{ daN}$$

Combinaison de charge :

$$1,35G + 1,35N + 1,35V$$

$$\begin{cases} Q_{sd} = 1,35G + 1,35N \\ N_{sd} = 1,35V \end{cases}$$

$$Q_{sd} = 1,35G + 1,35N = 1,35 \times 51,78 + 1,35 \times 92 = 194,103 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 190,34 \text{ daN/ml.}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times (l)^2}{8} = \frac{190,34 \times 4^2}{8} = 380,68 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 38,03 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times (l/2)^2}{8} = 19,015 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 1.35V = 1.35 (1402,38) = 1893,213 \text{ daN}$$

Caractéristique géométrique le l' IPE 100 :

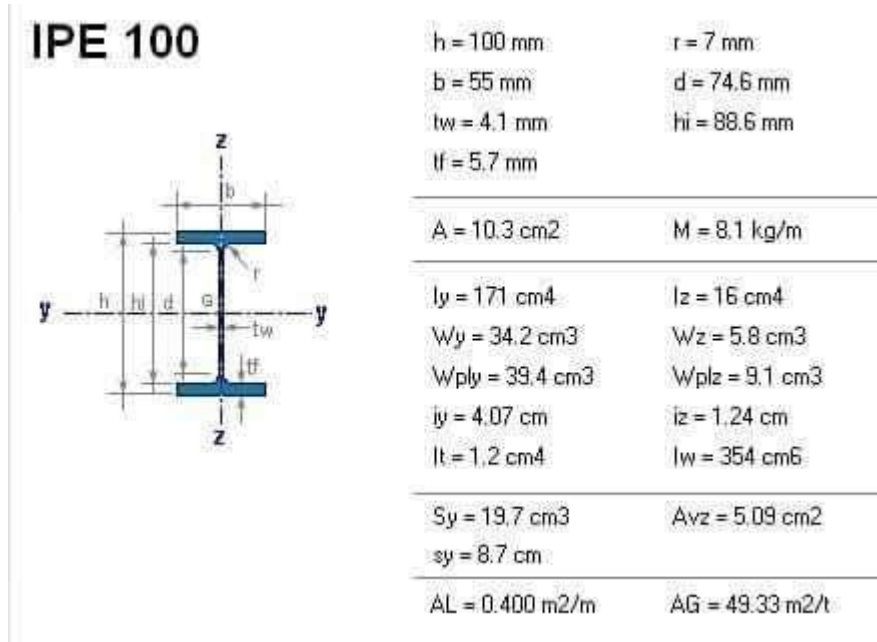


Figure V.4 : Caractéristique géométrique le l' IPE 100

$$W_{el,y} = 34,2 \text{ cm}^3 \quad ; \quad W_{el,z} = 5,78 \text{ cm}^3$$

$$W_{pl,y} = 39,4 \text{ cm}^3 \quad ; \quad W_{pl,z} = 9,1 \text{ cm}^3$$

b) Vérification s'il y a présence de l'effort tranchant :

Si : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,Rd} \rightarrow$ Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

Remarque :

A mi-travée la valeur du moment fléchissant est maximale et la valeur de l'effort Tranchant est nulle, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

c) Vérification s'il y a présence de l'effort normal :

Si : $N_{sd} \leq \text{Min} (0,25 N_{pl,Rd} ; 0,5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0})$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$0,25 N_{pl,Rd} = 0,25 \times 22004,545 = 5501 \text{ daN}$$

Avec:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{10,3 \times 2350}{1,1} = 22004,545 \text{ daN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 10,3 - 2 \times 5,5 \times 0,57 = 4,03 \text{ cm}^2$$

$$0,5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0,5 \times 4,03 \times 2350 / 1,1 = 4304,772 \text{ daN}$$

$$\text{Min} (0,25 N_{pl,Rd} = 5501 \text{ daN} ; 0,5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 4304,772 \text{ daN})$$

$$N_{sd} = 1893,213 \text{ daN} \leq 0,5 A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 4304,772 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Ny, Rd} = M_{pl,y, Rd}$$

$$M_{Nz, Rd} = M_{pl,z, Rd}$$

La formule de vérification est la suivante :

Avec :

$$\alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n \rightarrow \beta = 5 \times \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} = 5 \times \frac{1893,213}{22004,545} = 0,43.$$

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

$$\left(\frac{380,68}{841,72} \right)^2 + \left(\frac{19,05}{196,54} \right)^{0,43} = 0,57 < 1,0 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

V.1.2 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) aux instabilités :

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

➤ **Semelle supérieure :**

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser. Vu qu'elle est fixée à la toiture, il n'y a donc pas risque de déversement.

➤ **Semelle inférieure :**

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

Combinaison à l'ELU :

$$G - 1.5V$$

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

$$Q_{y, sd} = 1.35G \times \sin(\alpha)$$

$$N_{sd} = 1.5V'$$

Avec:

$G = 51,78 \text{ daN/ml}$: Charge permanente

$V = -93,34 \text{ daN/ml}$: Vent de soulèvement (chapitre 2 : calcul des pannes)

$V' = F_2 = 1402,38 \text{ daN}$: Effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (montant de la poutre au vent).

Charge de flexion : (chapitre 2 calcul des pannes : vérification au déversement)

$$Q_{z, sd} = G \times \cos \alpha - 1,5V = 51,78 \times \cos 11,30 - 1,5 \times 93,34 = -89,233$$

$$Q_{z, sd} = -89,233 \text{ daN/ml (Soulèvement)}$$

$$Q_{y, sd} = 1,35G \times \sin \alpha = 1,35 \times 51,78 \times \sin 11,30 = 13,697$$

$$Q_{y, sd} = 13,697 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = 178,466 \text{ daN.ml}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times (l/2)^2}{8} = 6,848 \text{ daN.ml}$$

Charge de compression : (calcul des contreventements)

$$V' = F_2 = 1402,38 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.5V' = 1,5 \times 1402,38 = 2103,55 \text{ daN}$$

✓ **Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :**

a) Flexion déviée composée avec risque de flambement

$$\left(\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{PL, Rd}} \right) + \left(\frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{M_{pl, Rd}} \right) + \left(\frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right) \leq 1$$

b) Flexion déviée composée avec risque de déversement

$$\left(\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl, Rd}} \right) + \left(\frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply, Rd}} \right) + \left(\frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right) \leq 1$$

Ou:

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_1} \quad ; \quad M_{pl, Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad ; \quad M_{plz, Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{et} \quad K_{LT} \leq 1,0$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{et} \quad \mu_{LT} \leq 0,9$$

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

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (\beta_{MLT} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{et} \quad \mu_{LT} \leq 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{avec:} \quad K_z \leq 1,5$$

On n'a β_{My} , β_{Mz} et β_{MLT} son des facteurs de moments uniformes equivalents pour le flambement par rapport à l'axe des y et z et la déversement respectivement.

Pour simplement appuyée avec une charge uniformément répartie:

$$\beta_{My} = \beta_{MLT} = 1,3.$$

- Calcul du coefficient de reduction χ_{min} :

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

- Flambement par rapport à l'axe fort y-y:

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

Avec :

$$\varphi_y = 0,5[1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) [\beta_A]^{0,5}$$

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

- Flambement par rapport à l'axe faible z-z:

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

Avec :

$$\varphi_z = 0,5[1 + \alpha_z \times (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2] \Rightarrow \lambda_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) [\beta_A]^{0,5}$$

Avec : $\beta_A = 1,0$ pour les sections de classe 1,2 et 3.

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y}\right]^{0,5} = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{400}{4,07} = 98,280$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_y} = \frac{200}{1,24} = 161,290$$

$$\lambda_y = \left(\frac{98,280}{93,9}\right) [1]^{0,5} = 1,046$$

$$\lambda_z = \left(\frac{161,290}{93,9}\right) [1]^{0,5} = 1,717$$

- Courbe de flambement:

$$h/b = 100/55 = 1,8 > 1,2$$

axe de flambement y-y → courbe de flambement a

$$\alpha_y = 0,21$$

axe de flambement z-z → courbe de flambement b

$$\alpha_z = 0,34$$

$$\varphi_y = 0,5[1 + 0,21 \times (1,046 - 0,2) + 1,046^2] = 1,135$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,135 + [1,135^2 - 1,046^2]^{0,5}} = 0,634$$

$$\varphi_z = 0,5[1 + 0,34 \times (1,717 - 0,2) + 1,717^2] = 2,231$$

$$\chi_z = \frac{1}{2,231 + [2,231^2 - 1,717^2]^{0,5}} = 0,273$$

$$\chi_{\min} = \min(0.634 ; 0.273) ; \chi_{\min} = 0.2736$$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \leq 1,0$$

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

Avec : $\alpha = 0,21$ pour les sections laminées .

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right) [\beta_w]^{0,5}$$

$$\text{Avec : } \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon \quad \text{et } \square = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z/i_z}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z/i_z}{\square/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{200/1,24}{(1.132)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{200/1,24}{10/0,57} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{161,290}{2,073} = 77,809$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{77,809}{93,9} = 0,828 > 0,4 \quad \rightarrow \quad \text{il y'a risque de déversement.}$$

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + 0,21 \times (0,828 - 0,2) + 0,828^2] = 0,908$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,908 + [0,908^2 - 0,828^2]^{0,5}} = 0,780 \leq 1,0.$$

➤ **Calcul du coefficients k_y :**

- β_{My} : facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1.3$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} \times W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) = 1.046 \times (2(1.3) - 4) + \left(\frac{39,4 - 34,2}{34,2} \right)$$

$$\mu_y = -1.312 \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1.312 \times 2103,55}{0.634 \times 10,3 \times 2350} = 1.179 < 1.5 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

➤ **Calcul du coefficients k_{LT} :**

- β_{MLT} Est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement
- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{MLT} = 1.3$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 1.717 \times 1.3 - 0.15 = 0.184 < 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{ed}}{\chi_{LT} \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.184 \times 2103,55}{0.273 \times 10,3 \times 2350} = 0.941$$

➤ **Calcul du coefficients k_z :**

- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{Mz} = 1.3$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} \times W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) = 1,717 \times (2(1.3) - 4) + \left(\frac{9,1 - 5,78}{5,78} \right)$$

$$\mu_z = -1.829$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1,829 \times 2103,55}{0.273 \times 10,3 \times 2350} = 1.582$$

a) **Vérification au flambement :**

$$\left(\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{PL,Rd}} \right) + \left(\frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{M_{pl, Rd}} \right) + \left(\frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \right) \leq 1$$

$$\left(\frac{2103,55}{0,273 \times 22004,545}\right) + \left(\frac{1,179 \times 178,466}{841,72}\right) + \left(\frac{1,582 \times 6,484}{196,54}\right) =$$

0,350 + 0,250 + 0,052 = 0,652 ≤ 1,0.....vérifier.

b) Vérification au déversement :

$$\left(\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl, Rd}}\right) + \left(\frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply, Rd}}\right) + \left(\frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}}\right) \leq 1$$

$$\left(\frac{2103,55}{0,273 \times 22004,545}\right) + \left(\frac{0,941 \times 178,466}{0,780 \times 841,72}\right) + \left(\frac{1,582 \times 6,484}{196,54}\right) =$$

0,350 + 0,255 + 0,052 = 0,657 ≤ 1,0.....vérifier.

Conclusion :

Le profilé choisi IPE100 est adéquat comme panne de toiture.

V.2 Calcul de la palée de stabilité en long pan :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

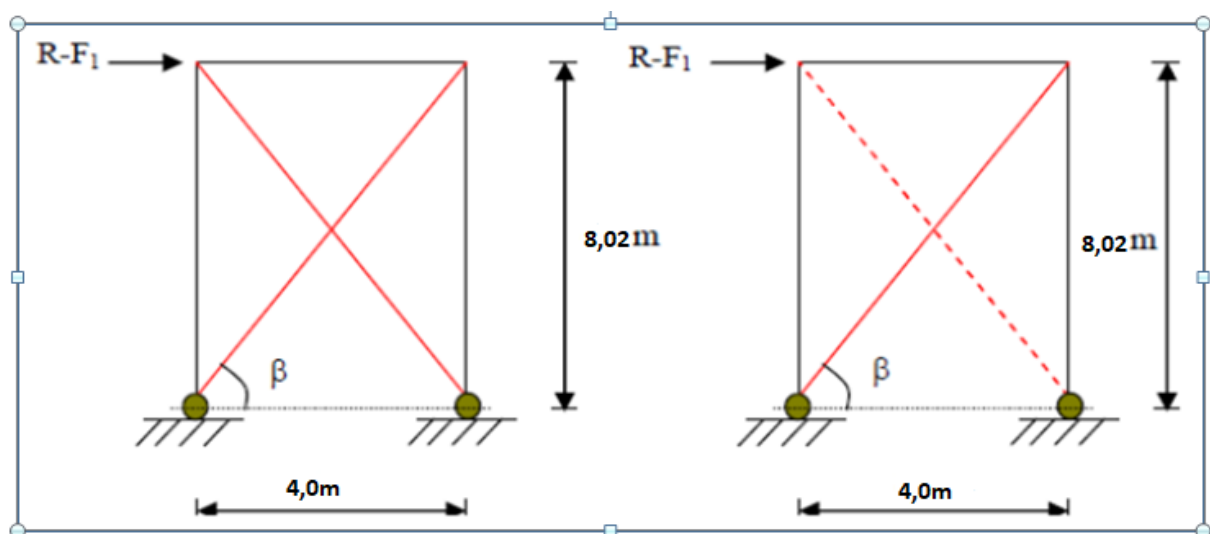


Figure V.5 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan

Par la méthode des coupures :**a) Effort de traction dans la diagonale tendue :**

$$N \cos \beta = R - F_1$$

$$\tan \beta = \frac{8,02}{4} = 2,005$$

$$\beta = \tan^{-1}(2,005) = 63,5^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{4061,067 - 1206,594}{\cos 63,5} = 6397,326 \text{ daN}$$

b) Section de la diagonale :**• Calcul de la section brute A :**

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 1,5N = 1,5 \times 6397,326 = 9595,989 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{9595,989 \times 1,1}{2350} = 4,49 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de 60×60×5 avec un boulon de 12mm et un trou de 13mm.

Soit L60×60×5 : A=5,82cm²

Section nette : A_{net} = 5,82 - 0,5 × 1,3 = 5,17cm²

V.2.1) Vérification à la résistance ultime de la section nette :

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

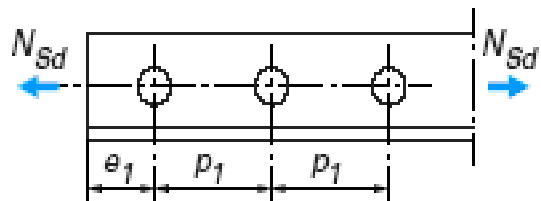
$$e_1 = 25 \text{ mm}$$

$$p_1 = 100 \text{ mm} > 5,0 d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$$

$$d_0 = 13 \text{ mm} : \text{diamètre des trous}$$

$$\text{donc : } \beta = \beta_3 = 0,7$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$



$$N_{u,Rd} = \frac{0,7 \times 5,17 \times 3600}{1,25} = 10422,72 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 9595,989 \text{ daN} \leq N_{u,Rd} = 10422,72 \text{ daN} \dots \text{vérifier.}$$

V.3 Conclusion :

Une cornière isolée de **L60×60×5** avec boulon de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la Palée de stabilité.

INTRODUCTION

Les portiques, qui constituent l'ossature principale des constructions sont composée de traverses Ou (fermes), qui supportent les pannes, et de poteaux, qui supportent les traverses.

Leur conception varie en fonction :

- De leur portée : on utilise les profils laminés à sections constantes pour des petites portées (Jusqu'à 40 m), des PRS a sections variables pour des longues portées (entre 40 et 80 m), et des portiques a treillis pour les très longues portées (par exemple : hangars aéronautiques entre 80 et 140 m).
- Du schéma statique de la structure en général et du portique en particulier. Ce schéma statique dépend aussi de la nature du sol, de l'existence ou non de ponts roulants, de la nature des équipements utilisés (machines vibrantes ou non, etc....)
- Du procédés technologique utilisé par le constructeur.

VI.1 Caractéristiques du portique étudié :

Le portique de notre projet présente les dimensions suivantes :

- La hauteur des poteaux : $h = 8,02\text{m}$
- La hauteur de faitage : $H = 10,32\text{m}$
- La portée entre les poteaux : $b = 23\text{m}$
- La longueur des traverses : $s = 10,44\text{m}$
- L'entraxe des portiques : $L = 4\text{m}$

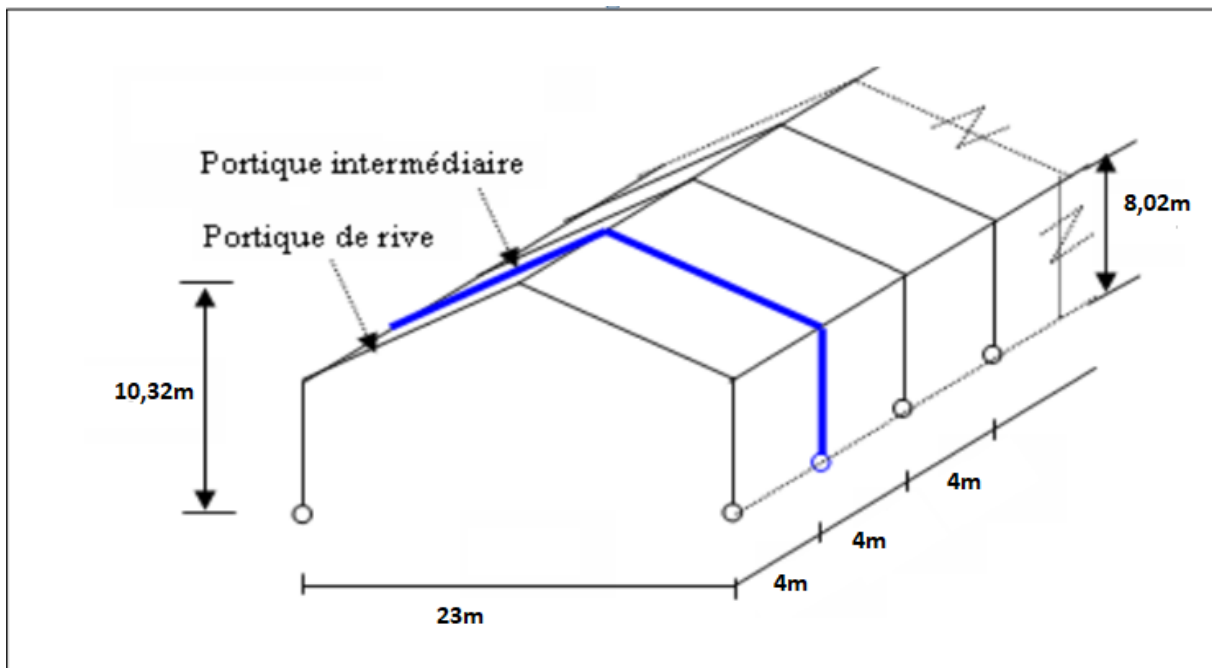


Figure VI.1 : Vue du portique en 3D.

VI.1.1 Charges permanentes :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs)12 kg/m²
- Poids propre d'accessoires de pose.....5 kg/m²
- Poids propre de la panne (IPE 100)8,1 kg/ml=3,46 kg/m²
- Traverse (estimée).....12 kg/m²

Poids total :

$$G = P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}} + P_{\text{Panne}} + P_{\text{Traverse}}$$

$$G = 12 + 5 + 3,46 + 12$$

$$G = 32,46 \text{ kg/m}^2$$

Entraxe des portiques est de : L = 4m

$$G = 32,46 \times 4$$

$$G = 129,84 \text{ kg/ml}$$

V.1.2 Effet de la neige :(voir CH.2)

$$N = 40 \text{ kg/m}^2 \text{ (par projection horizontale)}$$

$$N = 40 \times 4$$

$$N = 160 \text{ Kg/ml}$$

V.2.3 Effet du vent : (voir CH.2)

Vent avant-arrière (le plus défavorable)

$$q_j[\text{kg/ml}] = q_j[\text{kg/m}^2] \times \text{entraxe}$$

Parois verticales (V1)					
zone	q_h	C_e	C_i	$(C_e - C_i)$	P_h
D	61.31	+0.8	-0.22	1,02	62.53
A	61.31	-1.0	-0.22	-0,78	-47,82
B	61.31	-0.8	-0.22	-0,58	-35,55
C	61.31	-0.5	-0.22	-0,28	-17,16
E	61.31	-0.3	-0.22	-0,08	-4,90

Tableau VI.1 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1.

Versant de toiture (V1)					
zone	q_h	C_e	C_i	$(C_e - C_i)$	P_h
F	67,5	-1.19	0.22		-65,47
	67,5	0.126	0.22	0,346	23,35
G	67,5	0.948	0.22	-0,728	-49,14
	67,5	0.126	0.22	0,346	23,35
H	67,5	-0.411	0.22	-0,191	-12,89
	67,5	0.126	0.22	0,346	23,35
I	67,5	0.363	0.22	-0,143	-9,65
J	67,5	0.741	0.22	-0,521	-35,16

Tableau VI.2 : Valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1.

- **Représentation du portique intermédiaire :**

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge du vent car la surface tributaire du portique intermédiaire est le double de celle du portique de rive.

Pour simplifier les calculs, on transforme la charge du vent sur la toiture en une charge équivalente uniformément réparti.

- ⇒ (+) pression ; action du vent vers la paroi
- ⇒ (-) dépression ; action du vent hors de la paroi

• **Charge équivalente du vent :**

$$W = \frac{C_{e,G} \times e / 10}{l} + \frac{C_{e,H} \times (l/2 - e/10)}{l} + \frac{C_{e,J} \times e / 10}{l} + \frac{C_{e,I} \times (l/2 - e/10)}{l}$$

$$W = \frac{49,14 \times 2,064}{23} + \frac{23,35 \times 9,436}{23} + \frac{35,16 \times 2,064}{23} + \frac{9,65 \times 9,436}{23} = 21,103 \text{ daN/ml}$$

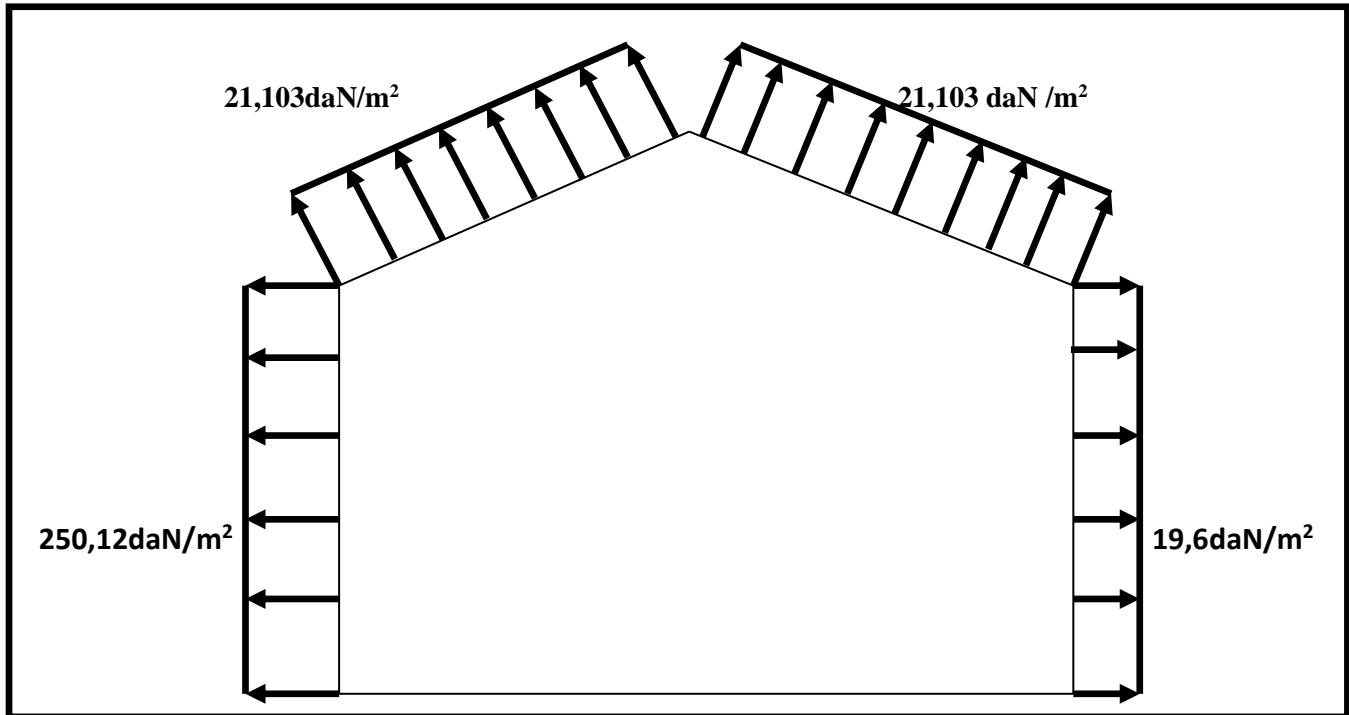


Figure VI.2 : La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en kg/ml (dépression).

VI.2 Calcul des efforts internes :

Le calcul des efforts internes de notre portique, se fera avec la méthode des forces et déplacements de la RDM.

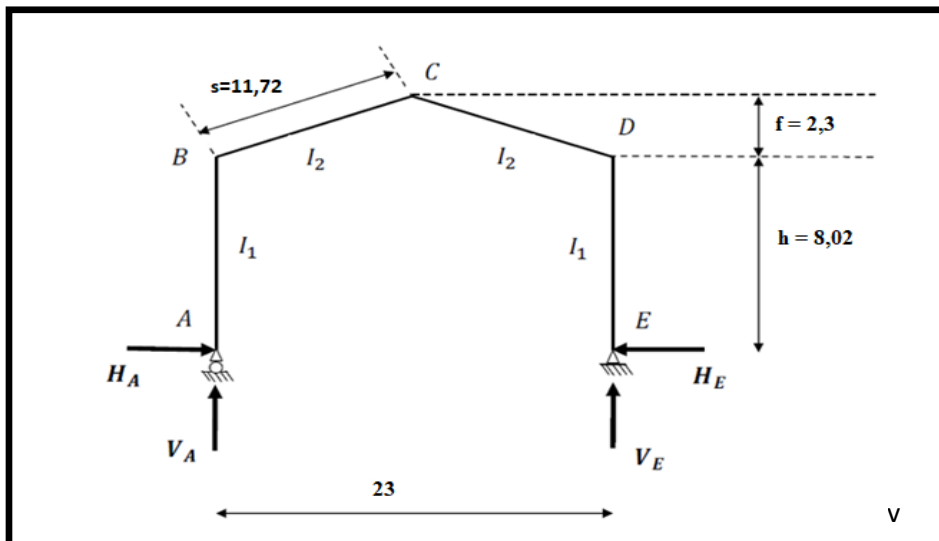


Figure VI.3: Efforts internes.

On assume $I_2 \approx I_1$

- $k = \frac{\text{raideur-rampant}}{\text{raideur-bequille}} = \frac{I_2 \times h}{I_1 \times h} = \frac{h}{s} = \frac{8,02}{11,5/\cos 11,30} = 6,83$
- $\varphi = \frac{f}{h} = \frac{2,3}{8,02} = 0,286$
- $\Delta = K + 3 + 3\varphi + \varphi^2 = 0,683 + 3 + (3 \times 0,268) + 0,268^2 = 4,622$

VI.2.1 charges verticales vers le bas : (charges permanentes et surcharge de neige)

- Calcul sous la charge unitaire : $q = 1.0 \text{ kg/ml}$

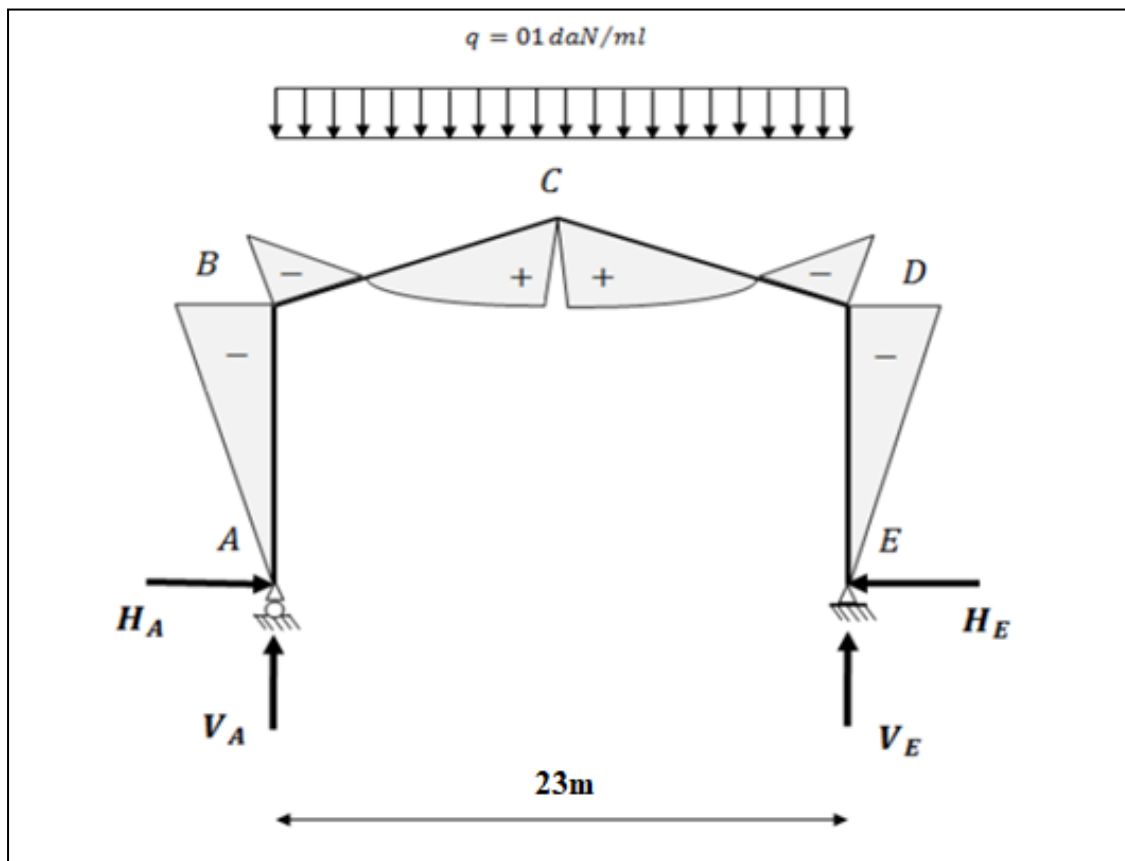


Figure VI.4 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le bas.

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = \frac{8+5\varphi}{4\Delta} = \frac{8+(5 \times 0,286)}{4 \times 4,622} = 0,510 \\ \gamma = 1 - \beta(1 + \varphi) = 1 - 0,510(1 + 0,286) = 0,344 \end{array} \right.$$

- On trouve les efforts internes suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} H_A = -H_E = \beta \frac{q \cdot l^2}{8h} = 0,510 \times \frac{1 \times (23^2)}{8 \times 8,02} = 4,204 \text{ daN} \\ V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1 \times 23}{2} = 11,5 \text{ daN} \\ M_B = M_D = -\beta \frac{q \cdot l^2}{8} = -0,510 \times \frac{1 \times (23^2)}{8} = -33,723 \text{ daN.m} \\ M_C = \gamma \frac{q \cdot l^2}{8} = 0,344 \times \frac{1 \times (23^2)}{8} = 22,747 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

VI.2.2 Charges verticales vers le haut : (vent de soulèvement)

- Calcul sous la charge unitaire : $q = 1.0 \text{ daN/ml}$

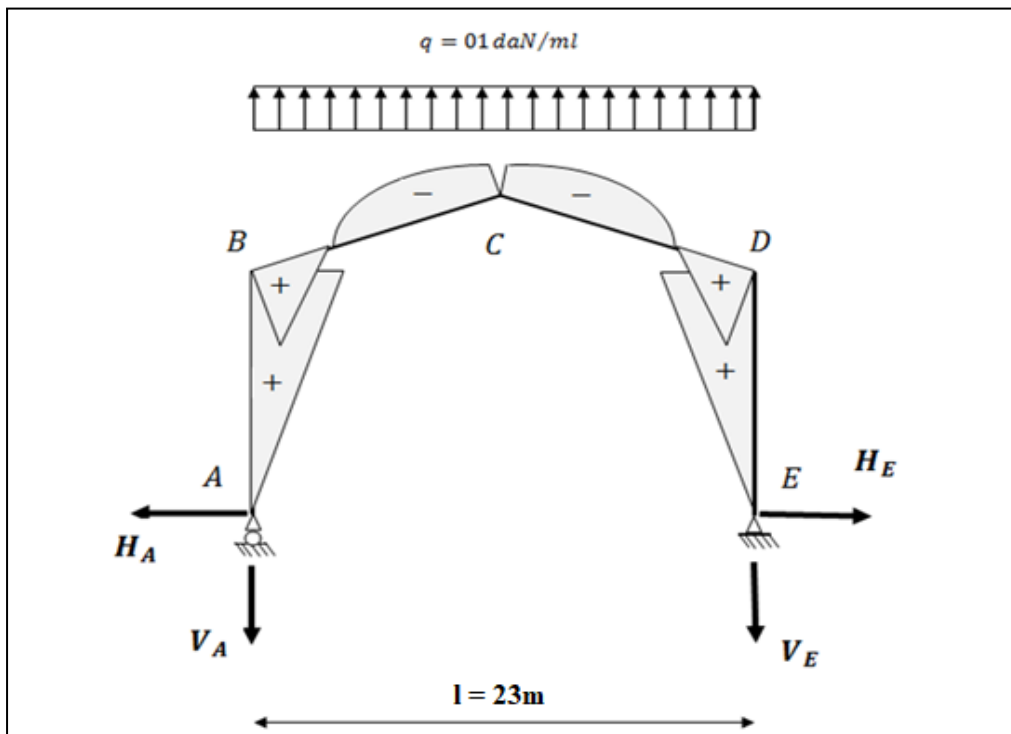


Figure VI.5 : Représentation des efforts internes, cas des charges verticales vers le haut.

- On trouve les efforts internes suivants :

$$\left[\begin{array}{l} -H_A = H_E = \beta \frac{q \cdot l^2}{8h} = 0,510 \times \frac{1 \times (23^2)}{8 \times 8,02} = 4.204 \text{ daN} \\ V_A = V_E = \frac{ql}{2} = \frac{1 \times 23}{2} = 11,5 \text{ daN} \\ M_B = M_D = +\beta \frac{q \cdot l^2}{8} = +0,510 \times \frac{1 \times (23^2)}{8} = +33,723 \text{ daN.m} \\ M_C = -\gamma \frac{q \cdot l^2}{8} = -0,344 \times \frac{1 \times (23^2)}{8} = -22,747 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

V.2.3 Vent horizontal :(dépression)

$$\left[\begin{array}{l} \delta = \frac{5k+12+6\varphi}{8\Delta} = \frac{(5 \times 0,683)+12+(6 \times 0,286)}{8 \times 4,622} = 0,463 \\ \beta = (1 - \delta) = (1 - 0,463) = 0,537 \\ \gamma = \delta(1 + \varphi) - \frac{1}{2} = 0,463(1 + 0,286) - \frac{1}{2} = 0,095 \end{array} \right.$$

donc :

$$\left[\begin{array}{l} H_A = \delta \frac{q \cdot h}{2} = 0,463 \times \frac{1 \times 8,02}{2} = 1,856 \text{ daN} \\ H_E = qh - H_A = (1 \times 8,02) - 1,856 = 6,164 \text{ daN} \\ V_A = -V_E = -\frac{q \cdot h^2}{2l} = -\frac{1 \times 8,02^2}{2 \times 23} = -1,398 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$\left[\begin{array}{l} M_D = -\beta \frac{q \cdot h^2}{2} = -0,510 \times \frac{1 \times (8,02^2)}{2} = -17,270 \text{ daN.m} \\ M_B = \delta \frac{q \cdot h^2}{2} = 0,463 \times \frac{1 \times (8,02^2)}{2} = 14,890 \text{ daN.m} \\ M_C = \gamma \frac{q \cdot h^2}{2} = 0,095 \times \frac{1 \times (8,02^2)}{2} = 3,055 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

VI.3 Tableaux récapitulatifs :a) Efforts internes sous la charge unitaire

Actions	q (kg/ml)	Réactions d'appuis (daN)				Moments (daN.m)		
		H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
G	1	+4,204	-4,204	+11,5	+11,5	-33,723	+22,747	-33,723
N	1	+4,204	-4,204	+11,5	+11,5	-33,723	+22,747	-33,725
V ₁ (horizontale)	1	-6,164	-1,856	-1,398	+1,398	+14,89	+3,055	-17,270
V ₂ (soulèvement)	1	-4,204	+4,204	-11,5	-11,5	+33,723	-22,747	+33,723

Tableau VI.3 : Réactions d'appuis et moments sous une charge unitaire.

a) Efforts internes sous les charges actuelles

Actions	q kg/ml	Réactions d'appuis (daN)				Moments (daN.m)		
		H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
G	129,84	+545,847	-545,847	+1493,16	+1493,16	-4378,594	+2953,47	-4378,594
N	160	+672,64	-672,64	+1840	+1840	-5395,68	+3639,52	-5395,68
V ₁ (Horizontale)	250,12	-1541,7	+464,22	-349,667	+349,667	+3724,28	+764,116	-4319,572
V ₂ (Soulèvement)	21,103	-88,717	+88,717	-242,684	-242,684	+708,530	-480,03	+708,530
V ₃ = V ₁ + V ₂		-1630,417	+552,937	+592,351	106,983	+4432,81	-284,086	-3611,042

Tableau VI.4 : Réactions d'appuis et moments sous les charges actuelles.

a) Combinaisons a l'ELU

Combinaisons	Réactions d'appuis (daN)				Moments (daN.m)		
	H _A	H _E	V _A	V _E	M _B	M _C	M _D
1.35G+1.5N	+1745,853	-1745,853	+4775,766	+4775,766	-14004,621	+9446,464	-1400,621
1.35G+1.35N +1.35V ₃	-556,105	-898,492	+5229,433	+5299,439	-7210,968	+9284,052	-7210,968
G+1.5V ₃	-1899,778	+283,558	+2381,685	+1653,634	+2270,599	+3379,599	-9795,157

Tableau VI.5 :Combinaisons a l'ELU pour les réactions d'appuis et les moments.

VI.4 Calcul de l'imperfection géométrique globale :(défaut d'aplomb)

Elles sont prises en compte lorsque la somme des efforts horizontaux est inférieure à 15% de la somme des efforts verticaux. Elles peuvent être remplacées par un système de forces équivalentes calculées pour chaque poteau.

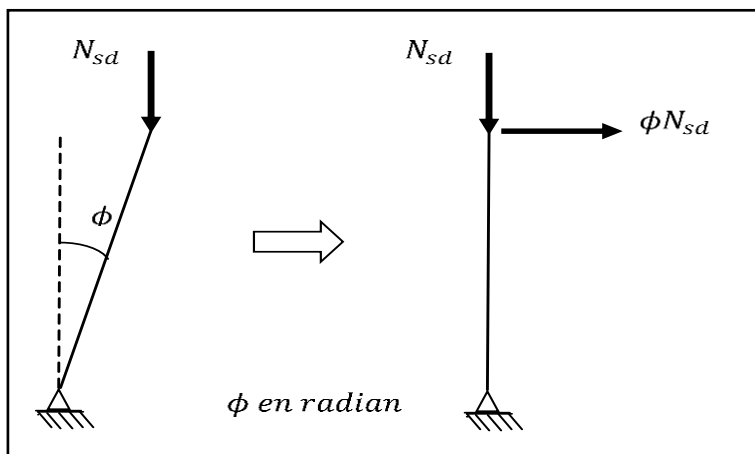


Figure VI.7 : Imperfection géométrique.

$$\left[\begin{array}{l}
 H_{eq} = \phi N_{sd} \\
 \phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \\
 \phi_0 = 1/200 \\
 \alpha_h = 2/\sqrt{h} \\
 \alpha_m = \sqrt{0,5[1 + (1/m)]}
 \end{array} \right.$$

Avec :

- H_{eq} : Effort horizontal équivalent appliqué en tête de chaque poteau.
- N_{sd} : Effort normal de compression dans le poteau.
- ϕ : Défaut initial d'aplomb.
- ϕ_0 : Valeur de base.
- α_h : Coefficient de réduction qui tient compte de la hauteur h applicable au poteau.
- α_m : Coefficient de réduction qui tient compte du nombre de poteaux dans une rangée.

On trouve :

- $h = 10,32\text{m}$: hauteur de la structure.
- $m = 2$: nombre de poteaux dans une file.
- $\alpha_m = \sqrt{0,5[1 + (1/2)]} = 0.866$
- $\alpha_h = 2/\sqrt{10,32} = 0.622$
- $\phi_0 = 1/200 = 0.005$
- $\phi = 0.005 \times 0.622 \times 0.866 = 0.0026$

VI.4.1 Modélisation avec les imperfections :

a) Efforts en pieds de poteaux aux ELU

Combinaisons ELU	Poteau 1		Poteau 2		Somme	
	H_A	V_A	H_E	V_E	H (kN)	V(kN)
Comb 1	+17,45	+47,75	-17,45	+47,75	00,00	+95,5
Comb 2	-5,56	+52,99	-8,98	+52,99	-14,54	+105,98
Comb 3	-18,99	+23,81	+2,83	+16,53	-16,16	+40,34

Tableau VI.6 : Efforts en pieds des poteaux aux l'ELU.

- Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer si : $|H| \geq 0,15 |V|$

Combinaisons ELU	0.15 V	$ H \geq 0.15 V $
Comb 1	+14,325	NON
Comb 2	+13,89	OUI
Comb 3	+6,051	OUI

Tableau V.6 : Efforts en pieds des poteaux avec Prise en compte des défauts d'aplomb.

Remarque :

Les défauts d'aplomb ne sont pas à considérer pour les combinaisons 02 et 03 car la condition $|H| \geq 0,15 |V|$ est vérifiée.

a) Efforts équivalents en tête des poteaux

Combinaison	Poteau 1		Poteau 2	
	$N_{sd}(kN)$	$H_{eq} = \phi N_{sd}(kN)$	$N_{sd}(kN)$	$H_{eq} = \phi N_{sd}(kN)$
Comb 1 : 1.35G+1.5N	47,75	0,124	47,75	0,124

Tableau VI.8 : Efforts équivalent en tête des poteaux.

VI.4.2 Calcul des efforts internes additionnels :

a) Effort horizontal en tête du poteau

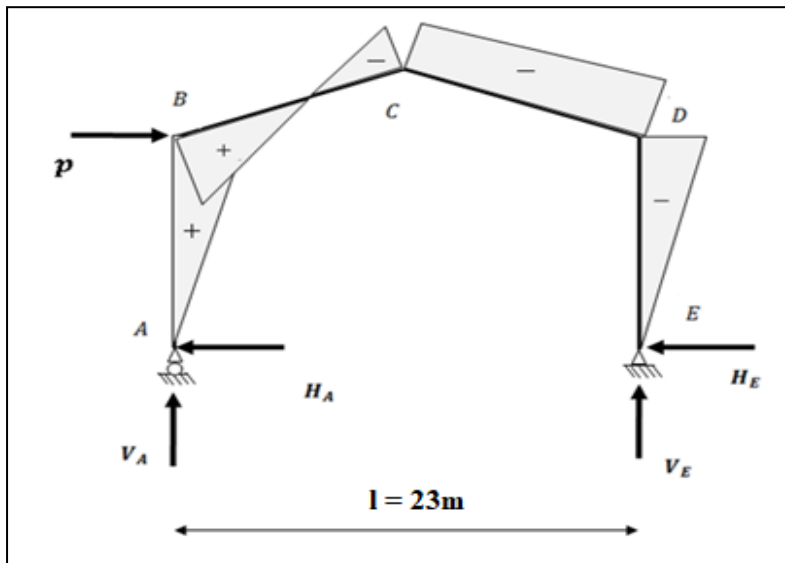


Figure VI.8 : Effort horizontal en tête du poteau.

$$P = 2 \times 0,124 = 0,248 \text{ KN}$$

$$\beta = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{0,0026 \times (3 + 2 \times 0,0026)}{2 \times 4,622} \right] = 0,500$$

$$\delta = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{0,0026(3 + 2 \times 0,0026)}{2 \times 4,622} \right] = 0,499$$

$$\gamma = \frac{\varphi}{2} \left[1 - \frac{(1+\varphi)(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0,0026}{2} \left[1 - \frac{(1+0,0026)(3 + 2 \times 0,0026)}{2 \times 4,622} \right] = 0,00087$$

$$\left[\begin{aligned} H_A &= \frac{P}{2} \left[1 + \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta} \right] = \frac{0,248}{2} \left[1 + \frac{0,0026(3+2 \times 0,0026)}{2 \times 4,622} \right] = 0,124 \text{ KN} \\ H_E &= P - H_A = 0,248 - 0,124 = 0,124 \text{ KN} \\ V_A = -V_E &= -\frac{Ph}{l} = -\frac{0,248 \times 8,02}{23} = -0,086 \text{ KN} \\ M_B &= \beta Ph = 0,537 \times 0,248 \times 8,02 = 1,068 \text{ kN.m} \\ M_D &= -\delta Ph = -0,095 \times 0,248 \times 8,02 = -0,188 \text{ kN.m} \\ M_C &= -\gamma Ph = -0,463 \times 0,248 \times 8,02 = -0,920 \text{ kN.m} \end{aligned} \right.$$

VI.4.3 Combinaisons aux ELU avec prise en compte de H_{eq} :

Combinaisons	Réactions d'appuis (kN)				Moments (kN.m)		
	H_A	H_E	V_A	V_E	M_B	M_C	M_D
1.35G+1.5N	+17,458	-17,458	+47,757	+47,757	-140,046	+94,464	-140,046
P	-0,248	-0,124	-0,086	+0,086	+1,068	-0,188	-0,920
1.35G+1.5N+P	+17,21	-17,582	+47,671	+47,843	-138,978	+94,276	-140,966
1.35G+1.35N+1.35V ₃	-55,610	-89,849	+52,294	+52,994	-72,109	+92,840	-72,109
G+1.5V ₃	-18,997	+28,355	+23,816	+16,536	+22,705	+33,795	-97,951

Tableau VI.9 : Combinaisons à l'ELU pour les réactions d'appuis et les moments avec prise en compte de H_{eq} .

VI.5 Choix de la méthode d'analyse :

Le choix de la méthode d'analyse est conditionné par la valeur du coefficient d'éloignement critique α_{cr}

- Si $\alpha_{cr} \geq 10$ **Structure rigide** : analyse élastique au 1^{er} ordre.
- Si $\alpha_{cr} < 10$ **Structure souple**: analyse élastique avec prise en compte des effets du 2^{ème} ordre.
- Si $\alpha_{cr} \geq 15$ **Structure rigide** : analyse plastique.

VI.5.1 Détermination du facteur d'éloignement critique α_{cr} :

L'importance des effets du second ordre sur une ossature est mesurée par sa déformabilité latérale à travers le coefficient d'amplification critique α_{cr} ; Dans le cas de portique a faible pente, ce dernier peut être calculé avec la formule approchée suivante pour la combinaison d'action considérée.

Avec :

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{Sd}}{V_{cr}} = \left[\frac{N_{Sd,t}}{N_{cr,t}} + (4 + 3.3R) \left(\frac{N_{Sd,p}}{N_{cr,p}} \right) \right]$$

$N_{Sd,p}$: Effort axial de compression dans le poteau

$N_{cr,p}$: Effort critique d'Euler dans le poteau

$N_{Sd,t}$: Effort axial de compression dans la traverse

$N_{cr,t}$: Effort critique d'Euler dans la traverse

I : le moment d'inertie de l'IPE 360 suivant l'axe yy (estimé)

$$R = \frac{I_1 s}{I_2 h} = \frac{s}{h} = \frac{11,727}{8,02} = 1,462$$

$$N_{cr,p} = \frac{\pi^2 EI}{h^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 16270}{802^2} = 523,003 \text{ KN}$$

$$N_{cr,t} = \frac{\pi^2 EI}{s^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 16270}{1172,7^2} = 2448,92 \text{ KN}$$

➤ **Sous la combinaison 1.35G+1.5N :**

$$N_{Sd,t} = 47,11 \sin 11,30 + 17,45 \cos 11,30 = 26,468 \text{ KN}$$

$$N_{Sd,p} = 43.80 \text{ KN}$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{Sd}}{V_{cr}} = \left[\frac{26,468}{244892} + (4 + 3.3 \times 1,462) \left(\frac{47,75}{5236,003} \right) \right] = 0,091 < 0.1$$

⇒ Structure rigide

⇒ On opte pour la méthode élastique au 1^{er} ordre.

VI.6 Pré-dimensionnement de la traverse :

a) Moments sous la combinaison : $1.35G + 1.5N$

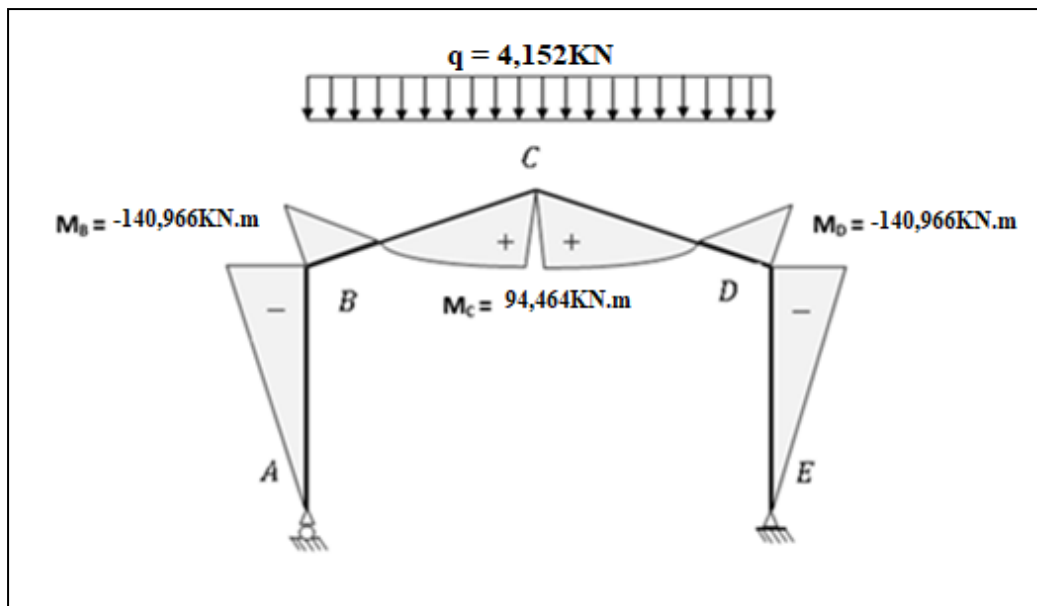


Figure VI.9 : Moments sous la combinaison $1.35G + 1.5N$.

b) Moments sous la charge équivalente totale H_{eq}

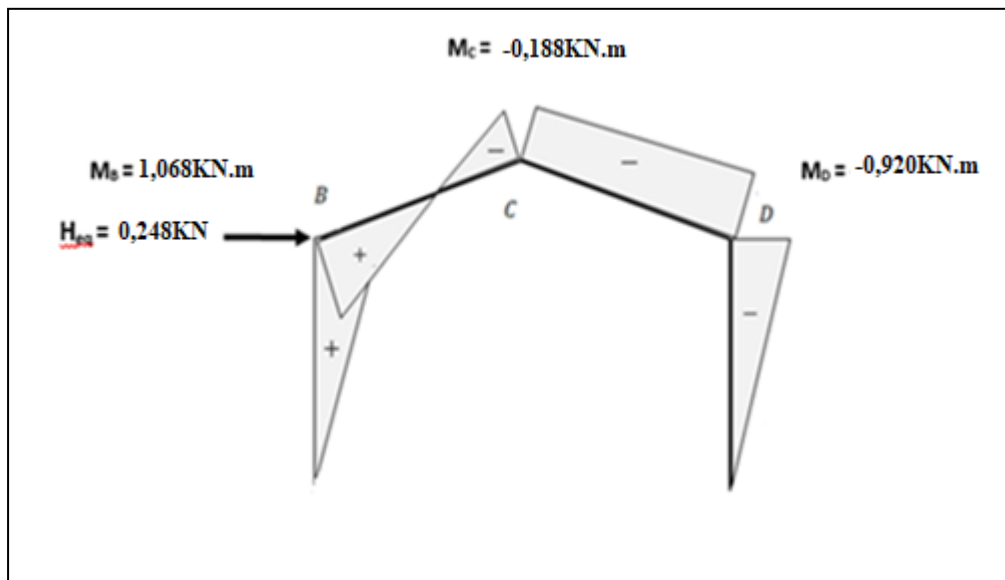


Figure V.10 : Moments sous la charge équivalente totale.

c) Moments maximaux sollicitant la traverse :

- Action vers le bas : (charges de gravités)

Sous la combinaison : $1.35G + 1.5N + P$

- **Aux appuis :** $M_D = -140,046 - 0,920 = -140,966 \text{ KN.m}$
- **Au faitage :** $M_C = 94,464 - 0,188 = +94,276 \text{ KN.m}$

- Action vers le haut : (vent de soulèvement)

Sous la combinaison : $G + 1.5V_3$

- **Aux appuis :** $M_B = +22,706 \text{ KN.m}$
- **Au faitage :** $M_C = 33,795 \text{ KN.m}$
-

d) Calcul préliminaire :

$$M_{y.sd} \leq M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{y.sd} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq \frac{140,046 \times 1,1 \times 10^2}{23.5} = 655,53 \text{ cm}^3$$

Soit un IPE 400 $\rightarrow W_{ply} = 1307 \text{ cm}^3$

Remarque :

Les profilés choisis sont surestimés pour tenir compte des effets de flambement, de déversement et de la flèche.

VI.7 Vérification de la traverse a l'ELS :VI.7.1. Vérification de la flèche :

- Le calcul de la flèche est réalisé au faitage de la traverse, en C, sous l'action combinée non pondérée de : $G + N$
- La flèche maximale au faitage est donnée par la formule suivante :

$$y_{max} = \frac{1}{384 E I_y} (5ql^4 - 48M_B \cdot l^2) \leq \delta_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$\begin{aligned} q &= G + N = 1,298 + 1,6 = 2,898 \text{ kN/ml} \\ E &= 2.1 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2 \\ I_y &= 23130 \text{ cm}^4 \\ l &= 23\text{m} \\ M_B &= 97,742 \text{ kN.m (Sous la combinaison G + N)} \end{aligned}$$

$$y_{\max} = \frac{1}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 23130} (5 \times 2,898 \times 10^{-2} \times (2000)^4 - 48 \times 97,742 \times 10^2 \times (2000)^2)$$

$$y_{\max} = 8,433$$

$$\delta_{\text{adm}} = \frac{l}{200} = \frac{2300}{200} = 11,5$$

Donc :

$$y_{\max} = 8,433 < \frac{l}{200} = 11,5 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VI.7.2 Vérification de la traverse a l'ELU :

- Bilan des efforts :(sous la combinaison 1.35G + 1.5N + P)

$$M_{y.sd} = 140,966 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 47,843 \sin 11,30 + 17,582 \cos 11,30 = 26,615 \text{ kN}$$

$$V_{z.sd} = 47,843 \cos 11,30 - 17,582 \sin 11,30 = 43,470 \text{ kN}$$

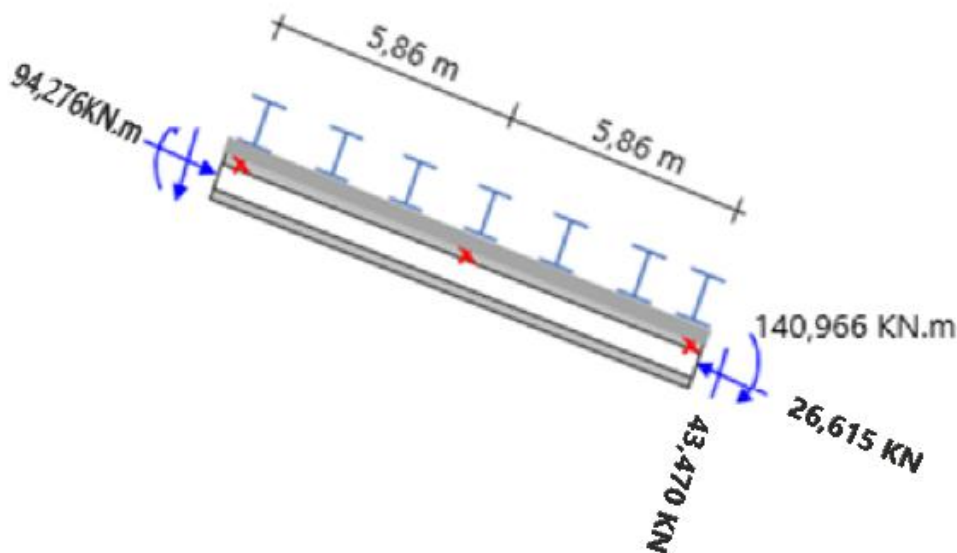


Figure VI.11 : Efforts appliqués sur chaque extrémité d'une traverse à l'ELU

• **Données concernant l'IPE 400 :**

Profilé IPE 400	Dimensions				Caractéristiques de calcul									
	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	A cm ²	A _{vz} cm ²	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³	W _{el,y} cm ³	W _{el,z} cm ³	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	i _y cm	i _z cm
	400	180	8,6	13,5	84,46	42,7	1307	229	1156	146,4	23130	1318	16,55	3,95

Tableau VI.10: Caractéristiques géométriques de l'IPE 400.

• **Classe de la section :**

– **Classe de la semelle (semelle comprimée) :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{b/2}{t_f} = \frac{180/2}{13,5} = 6.667 < 10 \Rightarrow \text{semelle est de classe 01}$$

– **Classe de l'âme (flexion composée) :**

$$\alpha = \frac{1}{d} \left(\frac{d + d_c}{2} \right) \leq 1 \quad \text{et} \quad d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{26,615}{0,86 \times 23,5} = 1,32 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{1}{33,1} \left(\frac{33,1 + 1,32}{2} \right) = 0.52 > 0.5$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \varepsilon}{(13 \alpha - 1)} \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{331}{8,6} = 38,488 \leq \frac{396 \varepsilon}{(13 \alpha - 1)} = \frac{396}{(13 \times 0.52 - 1)} = 68.75 \Rightarrow \text{l'âme est de classe 01}$$

VI.7.2.1 Vérification de la section à la résistance :

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

• **Incidence de l'effort tranchant :**

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

$$V_{z.sd} = 43,470 \text{ KN}$$

$$A_{vz} = 42,7 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz}(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{42,7 \times (23.50/\sqrt{3})}{1.1} = 526,674 \text{ kN.}$$

$$V_{z.sd} = 43,470 \text{ KN} < 0.5V_{pl.Rd} = 263,337 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

• **Incidence de l'effort normal :**

Si $N_{sd} \leq \min(0.25N_{pl.Rd} ; 0.5A_w \times f_y / \gamma_{M0})$. Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 26,615 \text{ KN}$$

$$N_{pl, Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{84,5 \times 23.50}{1.1} = 1805,22 \text{ KN}$$

$$0.25N_{pl, Rd} = 0.25 \times 1805,22 = 451,306 \text{ KN}$$

$$A_w = (A - 2b \cdot t_f) = 84,5 - 2 \times 18 \times 1.35 = 35,9 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 0.5 \times 35,9 \times 23.50 / 1.1 = 383,47 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 26,615 \text{ KN} < \min(0.25 N_{pl,Rd} = 451,306 ; 0.5A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 383,47)$$

$$N_{sd} = 26,615 \text{ KN} < 0.5A_w \cdot f_y / \gamma_{M0} = 383,47 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

• **Vérification de la section à la résistance :**

On doit vérifier que : $M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$

Section de classe 1 : $M_{c.Rd} = M_{pl Rd}$

$$M_{c.Rd} = M_{pl Rd} = \frac{W_{Pl y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(1307) \times (23.50)}{1,1} = 27922,272 \text{ kN.cm}$$

$$M_{y.sd} = 140,966 \text{ kN.m}$$

$$M_{y.sd} = 140,966 \text{ kN.cm} < M_{c.Rd} = 27922,272 \text{ kN.cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

VI.7.2.2 Vérification de l'élément aux instabilités :

La semelle supérieure qui est comprimée sous l'action des charges verticales descendantes est susceptible de déverser entre les points de maintiens latéraux.

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

a) **Flexion composée avec risque de flambement :**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

b) **Flexion composée avec risque de déversement :**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

- Calcul du coefficient de réduction pour le flambement χ_{min} :

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

- Flambement par rapport à l'axe fort yy : (dans le plans du portique)

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

Avec :

$$\varphi_y = 0,5[1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \quad \Rightarrow \quad \lambda_y = \left(\frac{\bar{\lambda}_y}{\lambda_1}\right) [\beta_A]^{0,5}$$

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

- Flambement par rapport à l'axe faible z-z : hors plan)

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

Avec:

$$\varphi_z = 0,5[1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \quad \Rightarrow \quad \lambda_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) [\beta_A]^{0,5}$$

Avec:

$\beta_A = 1,0$ pour les sections de classe 1,2 et 3.

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9$$

- Longueur de flambement :

$$l_y = \frac{1150}{\cos 11,30} = 1172,73 \text{ cm (moitié de la traverse).}$$

$$l_z = \frac{575}{\cos 11,30} = 586,366 \text{ cm (maintien par les panes reliées à la poutre au vent).}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1172,73}{16,6} = 70,646 \text{ (par rapport à l'axe fort y-y).}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_y} = \frac{586,366}{3,95} = 148,447 \text{ (par rapport à l'axe faible z-z).}$$

- Les élancements réduits :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{70,646}{93,9} = 0,752$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{148,447}{93,9} = 1,580$$

- Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{400}{180} = 2,2 > 1,2$$

axe de flambement y-y → courbe de flambement a

$$\alpha_y = 0,21$$

axe de flambement z-z → courbe de flambement b

$$\alpha_z = 0,34$$

$$\varphi_y = 0,5[1 + 0,21 \times (0,752 - 0,2) + 0,752^2] = 0,840$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,840 + [0,840^2 - 0,752^2]^{0,5}} = 0,825$$

$$\varphi_z = 0,5[1 + 0,34 \times (1,580 - 0,2) + 1,580^2] = 1,982$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,982 + [1,982^2 - 1,580^2]^{0,5}} = 0,314$$

$$\chi_{\min} = \min (0,825 ; 0,314) ; \chi_{\min} = 0,314$$

- **Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \leq 1,0$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

Avec :

α_{LT} = facteur d'imperfection pour le déversement.

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les sections laminées .

$\alpha_{LT} = 0,49$ pour les sections soudées .

$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] [\beta_W]^{0,5}$: élancement réduit pour le déversement.

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

Pour les profils laminés en I ou H (voir annexe F) de l'Eurocode 3.

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z / i_z}{(C_1)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z / i_z}{\square / t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

IPE 400 :

$i_z = 3,95 \text{ cm}$; $h = 400 \text{ cm}$; $t_f = 13,5 \text{ cm}$

$$L = \frac{575}{\cos 11,30} = 586,36 \text{ cm}$$

$$C_1 = 1,88 - 1,40\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b}$$

avec: $M_a < M_b$ moment au extrémité du tronçon.

$$M_a = M_p = 47,843x - 140,966 - 17,582 \times 0,256x - 4,152 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M_a = M_p = 47,843 \times 5,86 - 140 - (17,582 \times 0,256 \times 5,86) - \left[4,152 \times \frac{5,86^2}{2} \right] = 42,695 \text{ KN.m}$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{42,45}{-140,966} = -0,302$$

$$C_1 = 1,88 - 1,40(-0,302) + 0,52 (-0,302)^2 = 2,35 \leq 2,7 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

Donc :

$$\lambda_{LT} = \frac{586,36/3,95}{(2,35)^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{586,36/3,95}{40/1,35} \right)^2 \right]^{0,25}} = 64,71$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{64,71}{93,9} \right] [1]^{0,5} = 0,689$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 \times (0,689 - 0,2) + 0,689^2] = 0,788$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,788 + [0,788^2 - 0,689^2]^{0,5}} = 0,854 \leq 1,0$$

- **Calcul du coefficient k_{LT} :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5$$

Avec : $\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15$ et $\mu_{LT} \leq 0,9$

Où : β_{MLT} , Facteur de moment uniforme équivalent pour le deversement (Figure 5-5-3 Eurocode 03).

Ou : $\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7\psi$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7 \times (-0,302) = 2,010$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,580 \times 2,010 - 0,15 = 0,326 \text{ et } \mu_{LT} \leq 0,9 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,326 \cdot 26,615}{0,314 \cdot 84,5 \cdot 23,50} = 0,986 \leq 1.0 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

- **Calcul du coefficient k_y :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5$$

Avec : $\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.9$

Où : β_{My} , Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode 03).

$$\beta_{My} = \beta_{M\varphi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{MQ} - \beta_{M\varphi})$$

$$\beta_{M\varphi} = 1.8 - 0.7\psi$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{93,088}{-140,966} = -0,660$$

$$\beta_{M\varphi} = 1.8 - 0.7(-0,660) = 2,262$$

$$\Delta M = 140,966 + 93,088 = 234,054 \text{ kN.m}$$

$$M_Q = \frac{q.l^2}{8} = \frac{4.152 \times 11,5^2}{8} = 68,637 \text{ kN.m}$$

$$\beta_{MQ} = 1,3 \text{ Cas de charge uniformément répartie}$$

$$\beta_{My} = 2,262 + \frac{68,637}{234,054} (1,3 - 2,262) = 1,979$$

$$\mu_y = 0,752([2 \times 1,979] - 4) + \frac{1307 - 1160}{1160} = 0,095 < 0.9$$

$$\text{On aura donc : } k_y = 1 - \frac{0,095 \times 26,615}{0,825 \times 84,5 \times 23,50} = 0,998 \leq 1,5 \dots \dots \dots \text{O.K}$$

1) Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{26,615}{0,314 \times 1805,22} + \frac{0,998 \times 140,966}{276,222} = 0,556 < 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

2) Vérification au déversement :

$$\frac{27,615}{0,314 \times 1805,22} + \frac{0,986 \times 140,966}{0,854 \times 279,222} = 0,631 \leq 1 \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

Action vers le haut : ↑

Semelle inférieure :

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment quelle est libre sur toute sa longueur.

- Le formule de vérification de l'élément aux instabilité sont les suivantes.

- Bilan des efforts : (sous la combinaison G + 1.5V₃)

$$M_{y,sd} = 22,706 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 23,816 \times \sin 11,30 - 18,997 \times \cos 11,30 = -13,962 \text{ KN.m}$$

$$V_{z,sd} = 23,816 \times \cos 11,30 + 18,997 \times \sin 11,30 = 27,076$$

a) Vérification au déversement :

L'effort N_{sd} est un effort de traction sous l'action du vent de soulèvement .

Le déversement est plus contraignant quand l'effort de traction est négligeable.

- La formule de déversement devient :

$$\frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply,Rd}} \leq 1,0$$

Calcul du coefficient de déduction pour le déversement χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}} \leq 1,0$$

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT} \times (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2]$$

$$C_1 = 1,88 - 1,40\psi + 0,52 \psi^2 \leq 2,7$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{22,706}{33,79} = 0,671$$

$$C_1 = 1,88 - 1,40(0,671) + 0,52 (0,671)^2 = 1,174 \leq 2,7$$

Avec :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{586,36/3,95}{1,174^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{586,36/3,95}{40/1,35} \right)^2 \right]^{0,25}} = 111,8$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot (\sqrt{\beta_w}) = \frac{111,8}{93,9} \cdot (\sqrt{1}) = 1,190$$

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + 0,21 \times (1,19 - 0,2) + 1,19^2] = 1,312$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,312 + [1,312^2 - 1,19^2]^{0,5}} = 0,536$$

$$\frac{22,706}{0,536 \times 279,222} = 0,15 \leq 1,0 \dots \dots \text{vérifier.}$$

VI.8 Conclusion :

L'élément est vérifié au flambement et au déversement dans le cas de charges ascendantes et descendantes, on conclut que le profilé laminé choisi (**IPE 400**) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme Traverse du portique.

VI.9 Pré-dimensionnement du poteau :

1) Bilan des efforts :(sous la combinaison 1.35G + 1.5N + P)

$$M_{y,sd} = 140,966 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 47,843 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 17,582 \text{ KN}$$

VI.9.1 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

a) Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

b) Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{min} :

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

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

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$$

Avec :

$$\varphi_y = 0,5[1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) [\beta_A]^{0,5}$$

Avec : $\beta_A = 1,0$ pour les sections de classe 1,2 et 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{802}{18,5} = 43,5$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{43,5}{93,9}\right) [1,0]^{0,5} = 0,461$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,36 > 1,2$$

Axe de flambement y-y → courbe de flambement a ; $\alpha = 0,21$

$$\varphi_y = 0,5[1 + 0,21 \times (0,461 - 0,2) + 0,461^2] = 0,633$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,633 + [0,633^2 - 0,461^2]^{0,5}} = 0,973$$

Flambement par rapport a l'axe fort z-z : (hors plans du portique)

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_z = 0,5[1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) [\beta_A]^{0,5}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{200}{4,12} = 48,543 ; l_z = 2,0\text{m (entre axe des lisses).}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{48,543}{93,9}\right) [1,0]^{0,5} = 0,516$$

Courbe de flambement:

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,36 > 1,2$$

Axe de flambement z-z → courbe de flambement b ; $\alpha_z = 0,34$

$$\varphi_z = 0,5[1 + 0,34 \times (0,516 - 0,2) + 0,516^2] = 0,686$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,686 + [0,686^2 - 0,516^2]^{0,5}} = 0,878$$

$$\chi_{\min} = \min(0,973 ; 0,878)$$

$$\chi_{\min} = \mathbf{0.878}$$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}}$$

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right) [\beta_W]^{0,5}$$

Avec : α_{LT} : facteur d'imperfection pour le déversement

$\alpha_{LT} = 0,21$ pour les sections laminées.

Et : $\beta_W = 1,0$ pour les sections de classe 1,2 et 3.

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

Pour les profils laminés en I ou H (voir annexe F) eurocode 3 sous la formule suivante.

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

Avec : $C_1 = 1,88 - 1,40\psi + 0,52\psi^2$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} ; \text{ avec: } M_a < M_b$$

Aux extrémités du tronçon de plus chargé.

$$-1,0 < \psi < 1,0$$

$$M_b = 140,966 \text{ KN.m}$$

$$M_a = M_{y,sd}(5,34\text{m}) = \frac{140,966 \times 5,43}{8,02} = 93,860 \text{ KN.m}$$

$$\psi = \frac{93,860}{140,966} = 0,665$$

$$C_1 = 1,88 - 1,40 \times 0,665 + 0,52 \times 0,665^2 = 1,178$$

$$\lambda_{LT} = \frac{200/4,12}{1,178^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{200/4,12}{45/1,46} \right)^2 \right]^{0,25}} = 43,437$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{43,437}{93,9} \right) [1,0]^{0,5} = 0,462$$

$$\varphi_{LT} = 0,5[1 + 0,21 \times (0,462 - 0,2) + 0,462^2] = 0,634$$

- **Calcul du coefficient K :**
- **Calcul du coefficient K_{LT}**

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \leq 1.0$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 ; \text{ et } \mu_{LT} \leq 0,9.$$

Calcul du facteur de moment uniforme équivalent β_{MLT} :

$$\beta_{MLT} = \beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7\psi$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{93,86}{140,966} = 0,665 ; \text{ avec: } M_a < M_b$$

$$\beta_{MLT} = \beta_{M\psi} = 1,8 - 0,7 \times 0,665 = 1,334$$

Remarque :

β_{MLT} est le facteur de moment équivalent calculé pour le tronçon entre deux maintenues vis-à-vis du déversement et pour le diagramme de flexion par rapport à l'axe de forte inertie.

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 = 0,15 \cdot 0,516 \times 1,334 - 0,15 = -0,046 < 0,9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-0,046 \cdot 47,843}{0,878 \times 98,8 \times 23,50} = 1,0001 \leq 1.0$$

On prend : $k_{LT} = 1,0$

- **Calcul du coefficient k_y :**

Formules tirées de l'article (5-5-4) de l'Eurocode 03 :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.9$$

Calcul du facteur de moment uniforme équivalent β_{My} :
Cas de moment d'extrémité

Ou : $\beta_{My} = 1,8 - 0,7\varphi$: Facteur de moment uniforme équivalent (Figure 5-5-3 Eurocode 03)

Le facteur β_{My} doit être calculé en considérant le diagramme des moments fléchissant sur la longueur du tronçon entre points de maintien de flambement dans le plan considéré.

Dans notre cas le tronçon de barre pour le calcul β_{Mz} ne peut être le même que β_{My} .

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{108,56} = 0$$

$$\beta_{My} = \beta_{M\psi} = 1,8$$

$$\mu_y = 0,461(2 \times 1,8 - 4) + \frac{1702 - 1500}{1500} = -0,049 \leq 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,049 \cdot 47,843}{0,937 \times 98,8 \times 23,50} = 1,001 \leq 1,5$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{98,8 \times 23,5}{1,1} = 2110,72$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply,Rd} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1702 \times 23,5}{1,1} = 36360,909 \text{ KN.cm} = 363,609 \text{ KN.m}$$

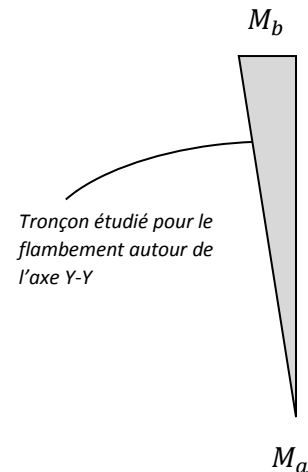


Figure VI.12 :
moment en tête et pied de poteau

- Vérification au flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} = \frac{47,843}{0,878 \times 2110,72} + \frac{1,001 \times 140,966}{363,609} = 0,412 < 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} = \frac{47,843}{0,878 \times 2110,72} + \frac{1 \times 140,966}{0,936 \times 363,609} = 0,571 < 1 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VI.10 CONCLUSION :

L'élément est vérifié au flambement et au déversement, on conclut que le profilé laminé choisi (l'IPE 450) est adéquat et convient comme poteau du portique.

Étude des assemblages

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.

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentaux utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

VII.1 Calcul des assemblages par boulons :

Il faut noter que parmi les plusieurs avantages de la construction métallique est que la majorité des éléments sont assemblés par boulonnage.

Ainsi cet avantage permet d'usiner presque tous les éléments d'une structure dans l'atelier avant de les transporter sur site et de les assembler. Dans ce chapitre on va faire le calcul des connexions boulonnées HR.

Il existe deux types de boulons :

- **Les boulons ordinaires** : non précontraints, ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables, ou aux constructions sommaires et secondaires.
- **Les boulons HR** : présente le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR (Haute Résistance) est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Donc le coefficient de frottement ($\mu\mu$) entre les éléments d'une connexion joue un rôle prépondérant.

VII.2 Avantages des boulons HR :

- Déformation très réduite par rapport aux autres types d'assemblages boulonnés (grande raideur)
- Capacité à supporter des charges alternées
- Meilleur comportement en fatigue
- Le boulon HR peut travailler en pression diamétrale s'il perd sa précontrainte.

VII.3 Assemblage de rive (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 normal.

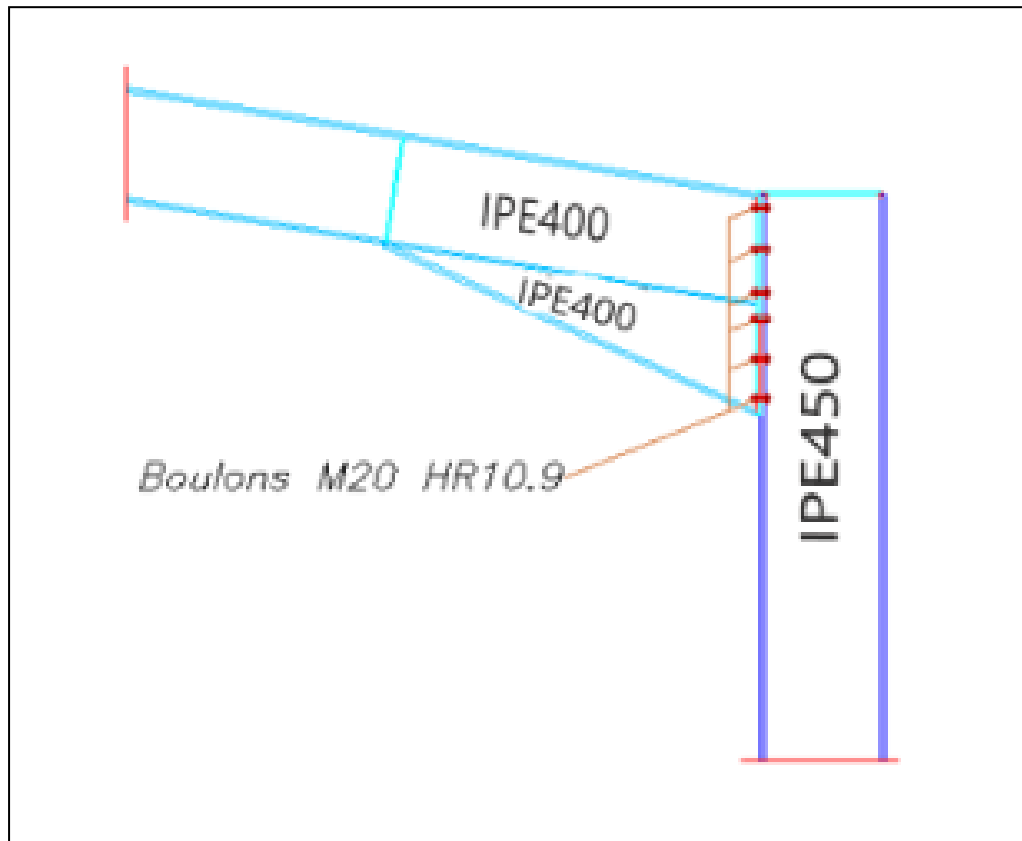


Figure VII.1 : Représentation de l'assemblage poteau-travers

VII.3.1 La disposition constructive des boulons :

On opte pour un assemblage constitué de 12 boulons HR10.9 de diamètre de 20mm, La platine a une épaisseur de 20mm.

Le coefficient de frottement $\mu = 0.3$ (Surface nettoyée par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouilles non adhérentes).

Sachant que la poutre et le jarret sont en IPE400 et le poteau en IPE450 ; on vérifie l'assemblage à la résistance sous l'effet des sollicitation suivantes :

⇒ La combinaison la plus défavorable ELU ($1.35G+1.5N+P$).

$$M_{sd} = 140,966 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 47,843 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 17,582 \text{ KN}$$

VII.3.2 les composants de l'assemblage :

- Poteau en IPE 450.
- Poutre IPE 400.
- Jarret IPE 400.
- Platine 670 × 260 × 20

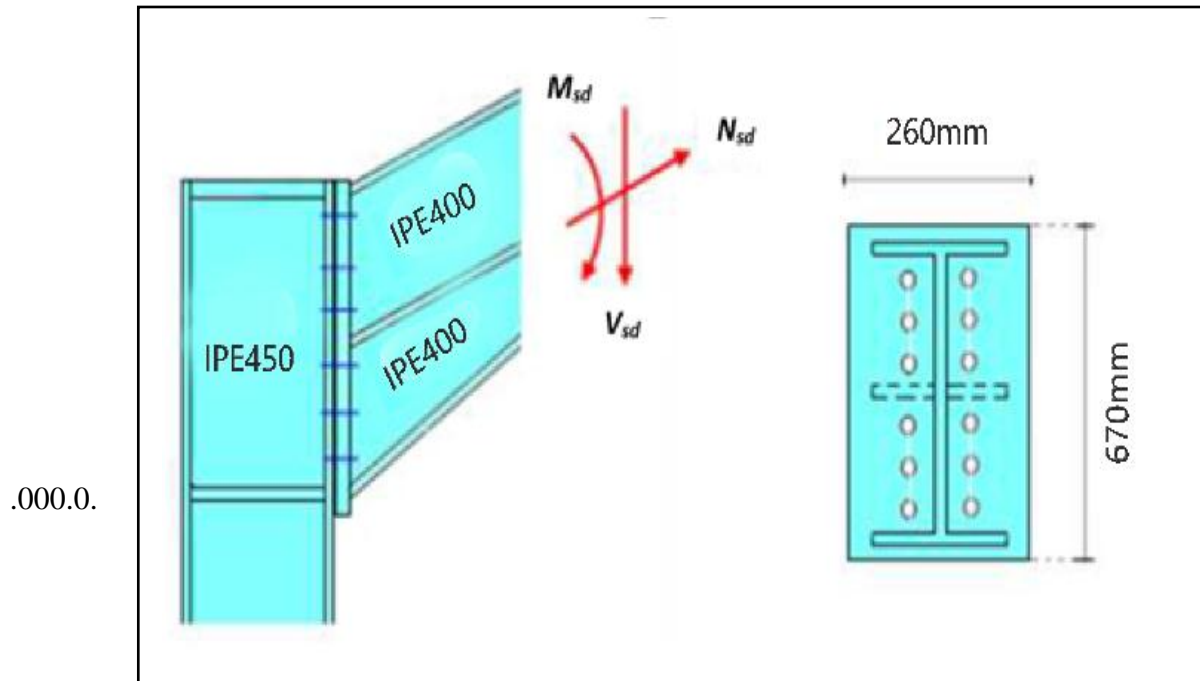


Figure VII.2 :détails d'assemblage.

VII.3.3 Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$x = t_{fb} \sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}}$$

Poutre IPE400:

$$t_{fb} = 13,5 \text{ mm} ; t_{wb} = 8,6 \text{ mm} ; b_b = 180 \text{ mm}$$

$$x = 13,7 \sqrt{\frac{180}{8,6}} = 61,7 \text{ mm}$$

- $f_{ub} = 1000\text{N/mm}^2$
- $F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5\text{kN}$ pour un boulon

b) **Vérification à la résistance de l'assemblage :**

Il faut vérifier si : $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$\sum d_i^2 = (150^2 + 250^2 + 350^2 + 450^2 + 550^2) = 712500 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171.5 \times 712500 \times 10^{-3}}{550} = 444,4 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 140,966 \text{ KN.m} < M_{rd} = 444,4 \text{ KN.m}$condition vérifiée.

VII.3.5 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Par boulon : $\frac{V_{sd}}{n} = \frac{47,843}{12} = 3,986 \text{ kN}$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma M_2}$$

$K_s = 1.0$: trou normal (Eurocode 3 P6.5.8.1)

$m = 1.0$: un plan de frottement

$\mu = 0.3$: Coefficient de frottement (Eurocode 3 P6.5.8.3)

F_p : Précontrainte de calcul (Eurocode 3 P6.5.8.2)

$$V_{rd} = 0.3 \times \frac{171.5}{1.25} = 41.16 \text{ KN}$$

$\frac{V_{sd}}{n} = 3,986 \text{ KN} < V_{rd} = 41.16 \text{ KN}$condition vérifiée.

VII.3.6 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

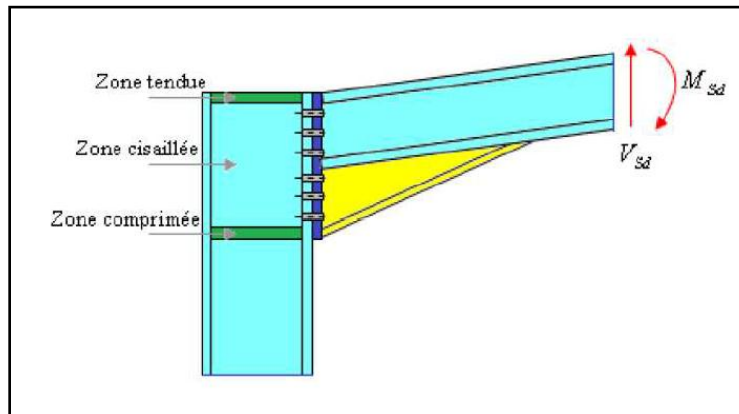


Figure VII.4: Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue.

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq F_{t,rd}$$

a) Résistance à la traction :

Avec :

$$F_{t,rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$F_{t,rd}$: résistance de l'âme du poteau à la traction

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau

b_{eff} : entreaxe des boulons ($p=100\text{mm}$)

$$F_{t,rd} = 0.86 \times 10 \times \frac{23.5}{1.1} = 184,5 \text{ KN}$$

b) Efforts de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h \times t_f} = \frac{140,966}{0,637} = 221,29 \text{ KN}$$

$F_v = 221,8 \text{ KN} > F_{t,rd} = 184,5 \text{ KN}$ non vérifier.

D'où nécessité de raidisseurs (raidisseur d'épaisseur 14mm).

VII.3.7 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq F_{c,rd}$$

a) Calcul de $F_{c,rd}$:

$$F_{c,rd} = \frac{K_c \times \rho \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{h} \right)^2}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2\alpha_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

Lorsque : $\sigma_{c,sd} \leq 0.7f_y \rightarrow K_c = 1.0$

Lorsque : $\sigma_{c,sd} > 0.7f_y \rightarrow K_c = 1.7 - \frac{\sigma_{c,sd}}{f_y}$

Avec :

$\sigma_{c,sd}$: Contrainte normal de compression dans l'âme du poteau due à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\text{Donc : } \sigma_{c,sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \times Z_{max}}{I_y}$$

$$\sigma_{c,sd} = \frac{47,843}{84,5} + \frac{140,966 \times 10^2 \times 1.8}{16265,6} = 2,126 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Et : } 0.7f_y = 0.7 \times 23.5 = 16.45 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,sd} = 2,126 \text{ KN/cm}^2 < 0.7f_y = 16.45 \text{ KN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{O.K}$$

➤ **$K_c = 1.0$**

- $t_p = 20\text{mm}$: épaisseur de la platine d'extrémité
- $b_{eff} = 13,5 + 2 \times 5\sqrt{2} + 5(14,6+18) + 2 \times 20 = 230,642\text{mm}$
- t_{fb} : épaisseur de la semelle de la poutre
- t_{fc} : épaisseur de la semelle du poteau
- t_p : épaisseur de la platine d'extrémité
- r_c : rayon de raccordement âme/semelle du poteau
- α_p : épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5.0mm)

$$\text{Si } \bar{\lambda}_p \leq 0.72 \quad \rightarrow \quad \rho = 1.0$$

$$\text{Si } \bar{\lambda}_p > 0.72 \quad \rightarrow \quad \rho = (\bar{\lambda}_p - 0.2) / \bar{\lambda}_p^2$$

$\bar{\lambda}_p \geq 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}}$: élanement réduit de la partie efficace de l'âme

$$\lambda_p = 0.932 \sqrt{\frac{23,06 \times 37,88 \times 23.5}{2.1 \times 10^4 \times 0,94^2}} = 1,019 > 0.72$$

$$\rho = (\lambda_p - 0.2) / \lambda_p = (1,019 - 0.2) / 1,019^2 = 0,73$$

On aura donc :
$$F_{c.rd} = \frac{1 \times 0,73 \times 23,06 \times 0,94 \times 23.5}{1.1 \sqrt{(1 + 1.3(23,06/450)^2)}}$$

$$\rho F_{c.rd} = 291,883 \text{ KN}$$

b) Calcul de N_{sd} :

On a :
$$N_{sd} = \sum N_i$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} \quad \text{et} \quad M_{sd} = 108.56 \text{ kN.m}$$

$$N_1 = \frac{140,966 \times 550 \times 10^{-3}}{712500 \times 10^{-6}} = 108,81 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{140,966 \times 450 \times 10^{-3}}{712500 \times 10^{-6}} = 89,03 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{140,966 \times 350 \times 10^{-3}}{712500 \times 10^{-6}} = 69,24 \text{ kN}$$

$$N_4 = \frac{140,966 \times 250 \times 10^{-3}}{712500 \times 10^{-6}} = 49,46 \text{ kN}$$

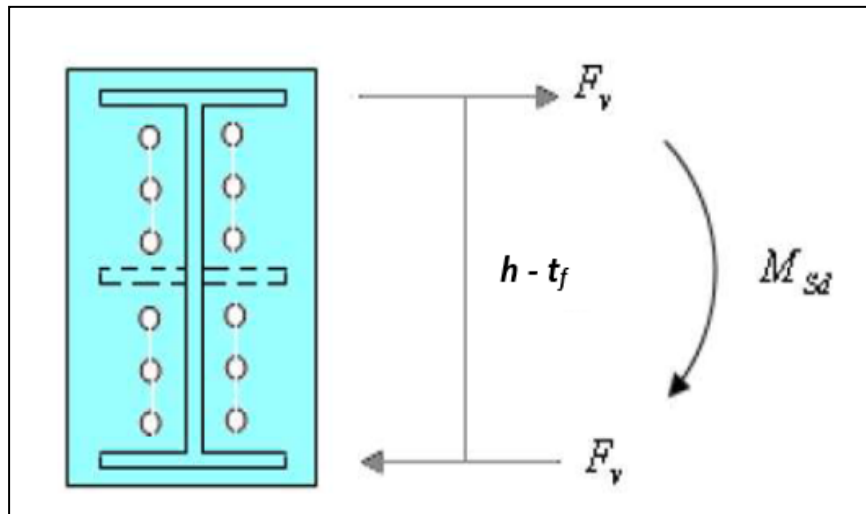
$$N_5 = \frac{140,966 \times 150 \times 10^{-3}}{712500 \times 10^{-6}} = 29,67 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 346,21 \text{ KN}$$

$$\rho N_{sd} = 346,21 \text{ kN} > F_{c.rd} = 291,88 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

Remarque :

La résistance de l'âme du poteau en compression est considérable en comparaison est faible en compression avec l'effort agissant ; il faut donc prévoir un raidisseur ; (raidisseur d'épaisseur de 14mm)

VII.3.8 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée :**Figure VII.5:** Résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée.

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq V_{rd}$$

a) **Calcul de V_{rd} :**

$$V_{rd} = 0,58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M0}} = 0,58 \times 23,5 \times 45 \times \frac{0,94}{1,1} = 524,135 \text{ kN}$$

b) **Calcul de l'effort de cisaillement F_v :**

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = 221,29 \text{ kN}$$

➤ $F_v = 221,29 \text{ kN} < V_{rd} = 524,135 \text{ kN}$condition vérifiée.

Remarque :

La vérification de l'ame raidie du poteau à la résistance n'est pas nécessaire dès lors que les raidisseurs ont une épaisseur égale à celles des semelles de la poutre.

VII.4 Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse) :

Soit un assemblage de faitage constitué de 12 boulons HR 10.9 de diamètre de 20mm, selon la platine qui a une épaisseur de 20mm et le coefficient de frottement $\mu = 0,3$

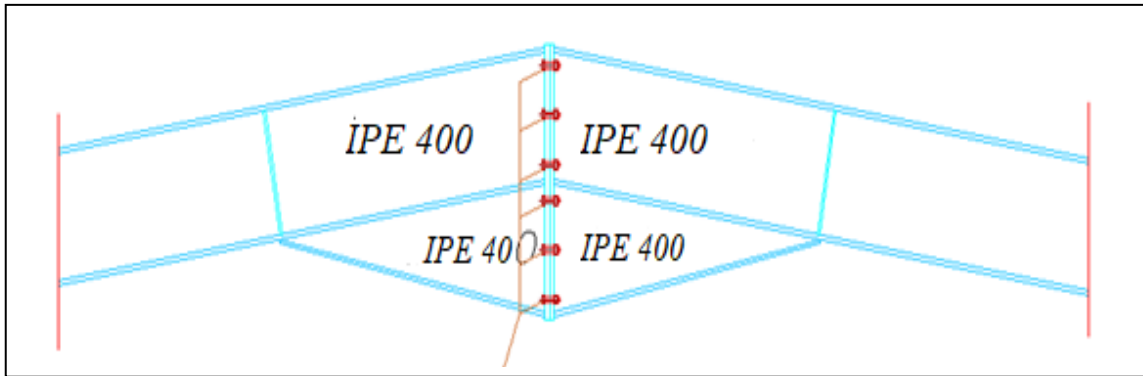


Figure VII.6 : Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes (chapitre V) :

⇒ La combinaison la plus défavorable ELU ($1.35G+1.5N+P$).

$$M_{sd} = 93,088 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 26,615 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 43,470 \text{ kN}$$

VII.4.1 Vérification à la résistance de l'assemblage :

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

- Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_1}$$

- a) L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

- Boulons de diamètre 20mm :

$$\Rightarrow A_s = 245 \text{ mm}^2,$$

$$\Rightarrow f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

⇒ $F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5 \text{ kN}$ pour un boulon

b) Vérification à la résistance de l'assemblage :

Il faut vérifier si : $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$\sum d_i^2 = (150^2 + 250^2 + 408.65^2 + 450^2 + 550^2) = 712500 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171.5 \times 712500 \times 10^{-3}}{550} = 444,4 \text{ kN}$$

$M_{sd} = 93,088 \text{ kN.m} < M_{rd} = 444,4 \text{ kN.m}$condition vérifiée

VII.4.2 Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Il faut que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd}$$

Par boulon : $\frac{V_{sd}}{n} = \frac{43,470}{12} = 3.622$

$$V_{rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma M_2}$$

$$V_{rd} = 1 \times 1 \times 0.3 \times \frac{171.5}{1.25} = 41.16 \text{ kN}$$

$\frac{V_{sd}}{n} = 3.622 \text{ kN} < V_{rd} = 41.16 \text{ kN}$condition vérifiée.

VII.5 Calcul des bases des poteaux :

1) Définition :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de la fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau, elle peut être renforcée par des raidisseurs.

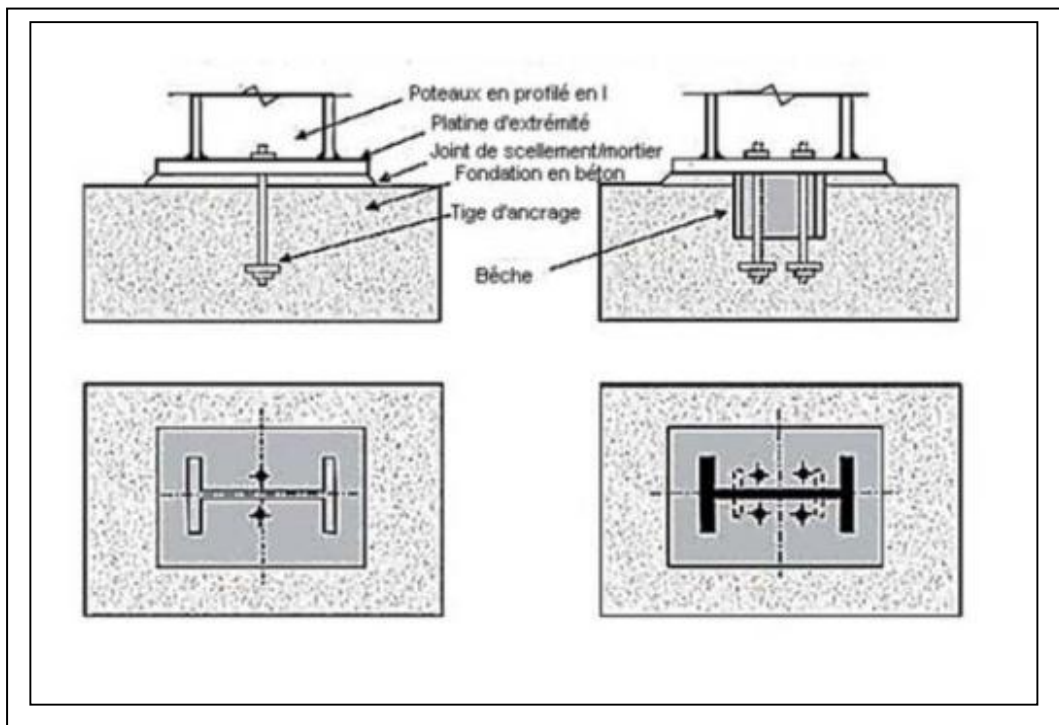


Figure VII.7 : Base des poteaux

L'assemblage de base du poteau est généralement conçu comme articulation afin de réduire les dimensions des fondations; il est possible d'utiliser des pieds de poteau encastré, si le sol présente des caractéristiques fiables.

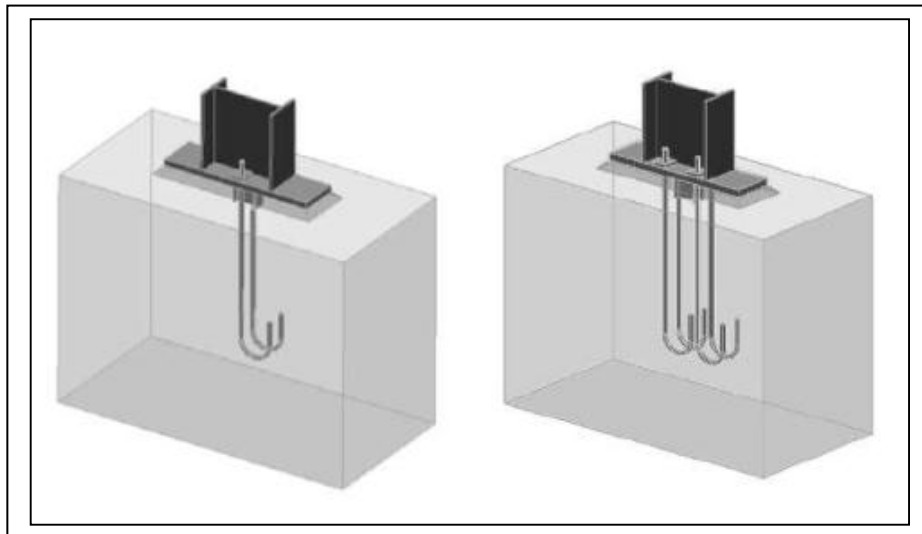


Figure VII.8 : pied de poteau articulé

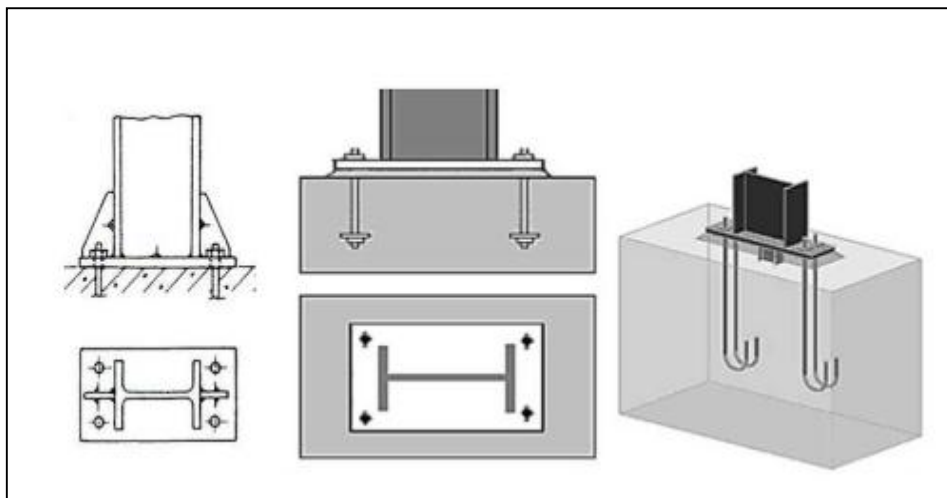
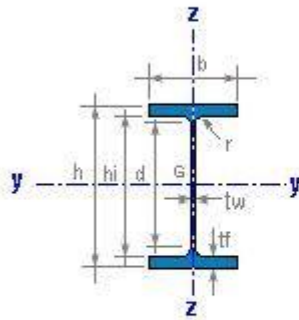


Figure VII.9 : Pieds de poteaux encastrés

Dans notre structure on a les poteaux en **IPE450**. Donc on va faire le calcul de avec les caractéristique suivant :

IPE 450

$h = 450 \text{ mm}$	$r = 21 \text{ mm}$
$b = 190 \text{ mm}$	$d = 378.8 \text{ mm}$
$t_w = 9.4 \text{ mm}$	$h_i = 420.8 \text{ mm}$
$t_f = 14.6 \text{ mm}$	

$A = 98.8 \text{ cm}^2$	$M = 77.6 \text{ kg/m}$
$I_y = 33746 \text{ cm}^4$	$I_z = 1676 \text{ cm}^4$
$W_y = 1499.8 \text{ cm}^3$	$W_z = 176.4 \text{ cm}^3$
$W_{ply} = 1701.9 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 276.4 \text{ cm}^3$
$i_y = 18.48 \text{ cm}$	$i_z = 4.12 \text{ cm}$
$I_t = 66.7 \text{ cm}^4$	$I_w = 794246 \text{ cm}^6$
$S_y = 851.0 \text{ cm}^3$	$A_{vz} = 50.85 \text{ cm}^2$
$s_y = 39.7 \text{ cm}$	
$AL = 1.605 \text{ m}^2/\text{m}$	$AG = 20.69 \text{ m}^2/\text{t}$

Figure VII.10 : caractéristique d'un IPE 450

Dimensionnement de la plaque d'assise sous l'action des charges suivantes :

- Charge axiale de compression $N_{sd} = 47,843 \text{ KN} \downarrow$
- Effort tranchant $V_{z,sd} = 17,582 \text{ KN}$
- Effort de soulèvement $N_{sd} = 23,816 \text{ KN} \uparrow$
- Effort tranchant correspondant : $V_{z,sd} = 18,997 \text{ KN}$

VII.5.1 Donnée de base :

Plaque d'assise en acier de nuance **S235**

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

Fondation en béton de classe C25/30

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

Coefficient partiels de sécurité

$$\text{Acier : } \gamma_{M0} = 1,1 ; \gamma_{M2} = 1,25$$

$$\text{Béton : } \gamma_C = 1,5$$

Résistance du béton à la compression :

$$\text{Ou : } f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

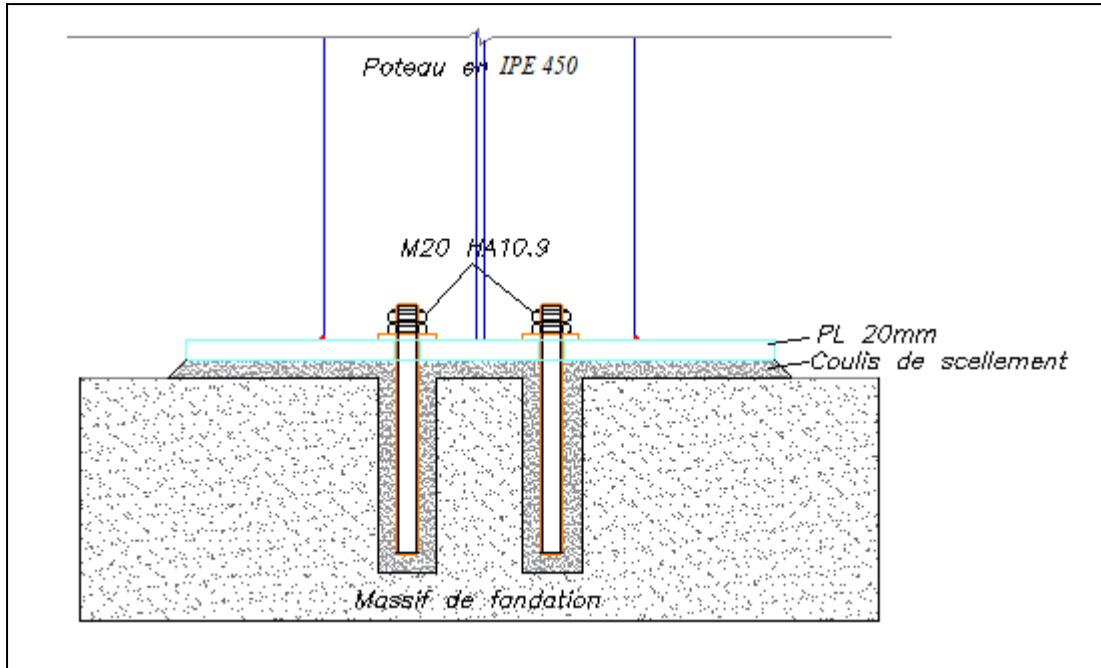


Figure VII.11 : Détails sur l'assemblage

VII.5.2 Résistance du béton à la compression :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_{cf_{ck}} = 25 \text{ N/mm}^2$$

La valeur de α_{cc} est de données dans l'annexe nationale.

Sa valeur recommandée est de :

$$\alpha_{cc} = 1.0$$

La résistance de calcul du béton devient :

$$f_{cd} = 1 \times 25 / 1.5$$

$$f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

VII.5.3 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

La valeur de coefficient du matériau de scellement est : $\beta_j = 2/3$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, prendre $(A_{c1}/A_{c0})^{0.5} = \alpha = 1.5$

La résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

$$f_{jd} = \alpha \times \beta_j \times f_{cd} = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

VII.5.4 Estimation de l'air de la plaque d'assise :

Une estimation de l'air requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \frac{1}{h_c \times b_{fc}} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{450 \times 190} \left(\frac{49998}{16.7} \right)^2 = 104,8 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{49998}{16.7} = 2993,9 \text{ mm}^2 ; \text{ qui est le plus grand.}$$

1) Choix du type de la plaque d'assise :

Comme estimation pour : $A_{c0} = 2993,9 \text{ mm}^2 < 0,95 \times 450 \times 190 = 81225 \text{ mm}^2$

$A_{c0} = 2993,9 \text{ mm}^2 < 81225 \text{ mm}^2$ Une plaque projection courte est satisfaisante

Les dimensions en plans adéquates pour la plaque d'assise à la projection courte sont choisies comme suit :

$$b_p = 220 \text{ mm} > b_{fc} + 2t_{fc} = 190 + (2 \times 14,6) = 219,2 \text{ mm}$$

$$h_p = 480 \text{ mm} > h_c + 2t_{fc} = 450 + (2 \times 14,6) = 479,2 \text{ mm}$$

Ce qui donne :

$$A_{c0} = 220 \times 480 = 105600 \text{ mm}^2 > 81225 \text{ mm}^2$$

2) Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise :

Calcul de la largeur d'appuis additionnelle « C » :

$$C = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4Ac}}{2A}$$

Où : $A = +2$

$$B = -(b_{fc} - t_w + h_c); \quad B = -(190 - 9,4 + 450) = -630,6 \text{ mm}$$

$$C = \frac{0.5 N_{sd}}{f_{jd}} - (2b_{fc} \times t_{fc} + 4t_{fc}^2 + 0.5 \times h_c \cdot t_{wc} - t_{fc} \times t_{wc})$$

$$C = \frac{0.5 \times 47998}{16.7} - [(2 \times 190 \times 14,6) + (4 \times 14,6^2) + (0.5 \times 450 \times 9,4) - (14,6 \times 9,4)]$$

$$C = -6941,334 \text{ mm}^2$$

La largeur additionnelle est de :

$$C = \frac{630,6 - \sqrt{(-630,6)^2 - 4 \times 2(-6941,334)}}{2 \times 2}$$

Donc : **C = - 10,5 mm**

Vu que l'effort de compression N_{sd} est faible ce qui nous donne la valeur négative de la largeur additionnelle « C » :

Pour le calcul de la largeur additionnelle « C » dans le cas où l'effort de compression sollicitant le poteau est faible, on procède de la manière suivante :

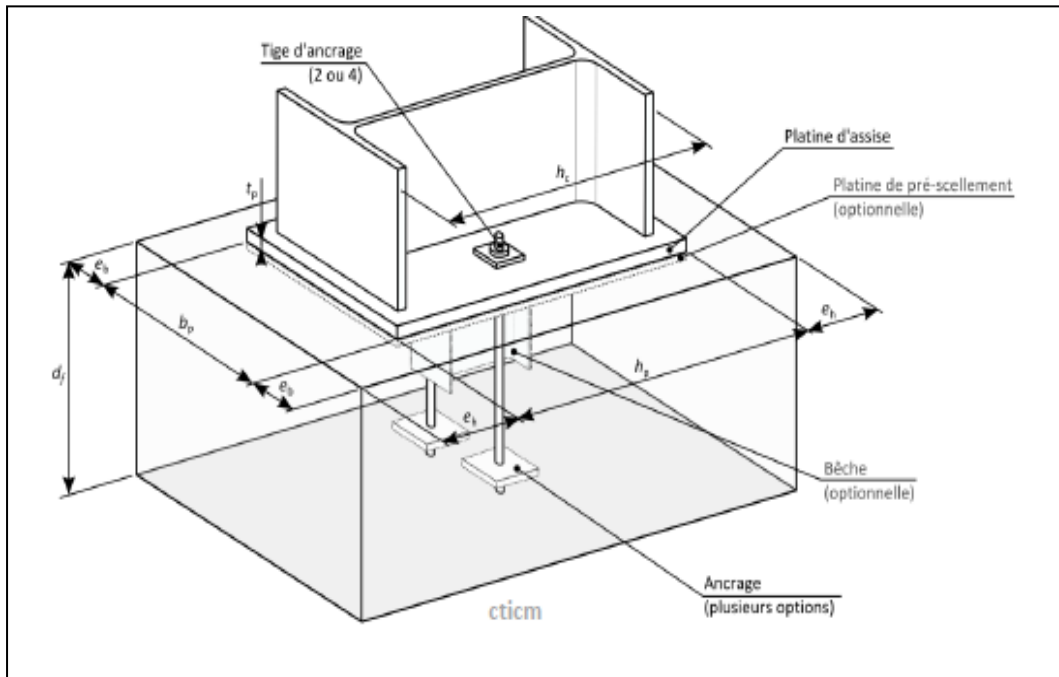


Figure VII.13 : assemblage de la platine.

✚ Calcul de la résistance à l'effort axial N_{sd} :

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

Avec : $N_{Rd} = A_{eff} \times f_{jd}$

$$N_{Rd} = 52282,32 \times 16,7 \times 10^{-3} = 873,11 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 47,843 \text{ KN} \leq N_{Rd} = 873,11 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

3) Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :

Calcul du moment résistant M_{Rd} :

$$M_{Rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{M0}} = \frac{15^2 \times 235}{6 \times 1,1} = 8011,36$$

$M_{Rd} = 8011,36 \text{ N.mm}$

Calcul du moment de la flexion M_{sd} :

$$M_{sd} = \frac{(C^2 / 2) N_{sd}}{A_{eff}}$$

$$M_{sd} = \frac{(31^2 / 2) \times 47,843}{52282,32} = 0.439 \text{ KN.mm}$$

$$M_{sd} = 0.439 > M_{Rd} = 8.011 \dots \dots \dots \text{OK}$$

4) Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise :

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

Avec :

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} = C_{f,d} \times N_{sd} = 0.2 \times 47,843 \longrightarrow F_{v,Rd} = 9,570 \text{ KN}$$

N_{sd} : est l'effort de calcul de compression du poteau.

$C_{f,d}$: coefficient de frottement entre la plaque d'assise et couche de scellement. Une valeur de 0.2 et spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable

$$V_{sd} = 18.06 \text{ N} > F_{v,Rd} = 9,570 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

Remarque : La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée, les tiges d'encrage vont donc reprendre l'effort de cisaillement qu'il faut vérifier en conséquence.

VII.5.5 Les tiges d'ancrage :

Les tiges d'ancrage sont droite mais généralement courbées à une extrémité, ce qui permet de reprendre un effort de traction plus important et de bloqué l'ensemble de la charpente l'ors du montage, ces efforts de traction sont engendrés par le vent de soulèvement en général et par les moments fléchissant à la base dans le cas de poteaux encastrée.

On doit les dimensionner de sorte à supporter convenablement l'effort de traction ainsi que les forces de soulèvement et les moments de flexion.

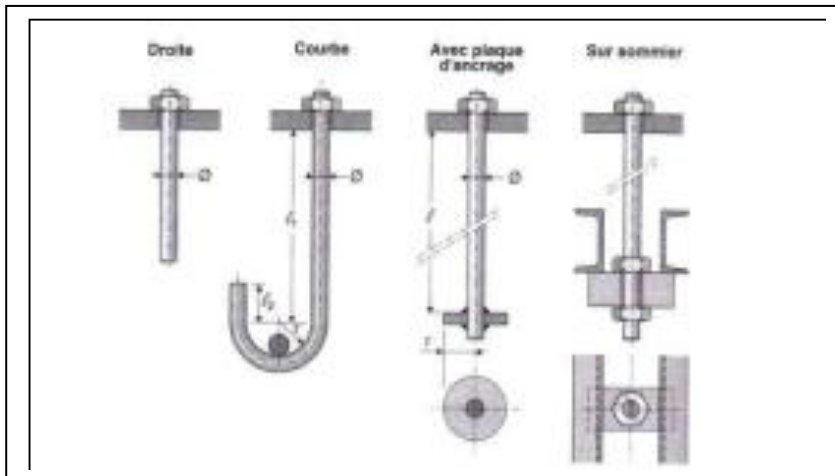


Figure VII.13 :types de tiges d'ancrage

VII.5.5.1 Résistance des tiges d'ancrages au cisaillement :

L'EN 1993-1-8 §6.2.2 donne la formule suivante pour la résistance au cisaillement

$$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} + n_b \times F_{vb.Rd}$$

$F_{f.Rd}$: résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de compression N_{sd} dans le poteau.

$$F_{f.Rd} = 0.2 \times N_{sd}$$

$F_{vb.Rd}$: résistance de calcul d'une tige d'ancrage au cisaillement.

$$F_{vbrd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003 \cdot f_{yb} \quad \text{et} \quad 235 \leq f_{yb} \leq 640 \text{ N/mm}^2$$

n_b : nombre de tiges situées dans l'assemblage.

On constate que cette règle permet d'ajouter la résistance de calcul au cisaillement des tiges d'encrage à celle par frottement cette dernière résistance n'existant que pour un effort axial de compression dans le poteau.

On vérifie que la condition suivante est satisfaite :

$$V_{sd} \leq F_{v.Rd}$$

Pour deux tiges M20 en classe 4.6 :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 ; f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2 ; f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{f,Rd} = 0.2 N_{sd} = 0.2 \times 47,843 = 9,570 \text{ KN}$$

$$F_{vb,Rd} = \frac{(0.44 \times 0.0003 \times 240) \times 400 \times 245}{1.25} \times 10^{-3} = 29 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = 9,570 + 2 \times 29 = 67,570 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 18,997 \text{ KN} < F_{v,Rd} = 67,570 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Pour plus de sécurité il est de pratique courante de prévoir des bèches de cisaillement pour soulager les tiges d’ancrages dans le cas grands efforts de cisaillement comme le séisme.

On choisit une bèche ayant des dimensions satisfaisant les conditions suivantes :

- Profondeur efficace : **60 mm** $\leq L_{eff} \text{ (bèche)} \leq 1.5h_{bèche}$
- Hauteur de la bèche : **$h_{bèche} \leq 0.4 h_c$**
- Elancement maximal des ailes : **$b_{beche} / b_{beche} \leq 20$**

Les dimensions d’un profile IPE 120 S235 respectent les deux premières conditions.

- Une bèche en IPE 120 en acier S235 est retenue.
- La profondeur totale : $d_0 = 120 \text{ mm}$
- La longueur efficace : $L_{eff} = 120 - 30 = 90 \text{ mm}$
- L’épaisseur de scellement est de 30 mm.

VII.5.5.2 Résistance des tiges d’ancrages à l’effort de soulèvement :

Dans le cas où l’effort N_{sd} en pied de poteau est un effort de soulèvement, les tiges d’ancrages doivent transmettre cet effort ainsi que l’effort tranchant concomitant entier V_{sd} à la fondation.

D’après les résultats du chapitre 5(calcul de portique):

Combinaison **$G + 1.5V_3$**

$$N_{sd} = V_A = 23,816 \text{ KN } \uparrow$$

$$V_{sd} = H_A = 18,997 \text{ KN} \rightarrow$$

VII.5.5.3 Vérification de la tige d’ancrages à la résistance :

En se plaçant en sécurité, on vérifie pour une tige d’ancrages que la condition suivante est satisfaite :

$$\frac{V_{sd} / n_b}{F_{vb,Rd}} + \frac{N_{sd} / n_b}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

Avec :

$N_{sd} = 23,816 \text{ KN}$
$V_{sd} = 18,997$
$n_b = 2$
$F_{vb,Rd} = 29 \text{ KN}$
$N_{t,Rd} = 70.6 \text{ KN}$

$$N_{t,Rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 400 \times 245}{1.25} = 70.6 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{sd} / n_b}{F_{vb,Rd}} + \frac{N_{sd} / n_b}{N_{t,Rd}} = \frac{18,997 / 2}{29} + \frac{23,816 / 2}{70.6} =$$

$$0.32 + 0.16 = \mathbf{0.496} \leq \mathbf{1} \dots\dots\dots \mathbf{OK}$$

– Pour deux tiges M20 en classe 4.6 :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 ; f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2 ; f_{yb} = 240 \text{ N/mm}^2 ; \quad d = 20 \text{ mm}$$

VII.5.5.4 Vérification de la tige d’ancrage à l’adhérence :

Pour un boulon d’ancrages :

$$N_{sd} / 2 \leq F_{anc,Rd}$$

La résistance d’ancrages en traction

d’une tige d’ancrages est :

$$F_{anc,Rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} \cdot (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

Les valeurs courantes sont données comme suit :

$$r = 3d ; l_2 = 2d ; l_1 = 20d$$

$$r = 3d = 3 \times 20 = 60 \text{ mm}$$

$$l_1 = 20d = 20 \times 20 = 400 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2d = 2 \times 20 = 40 \text{ mm}$$

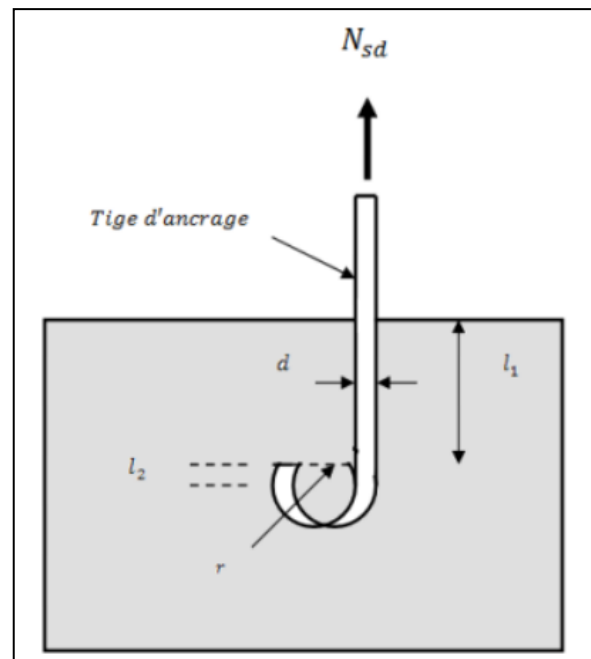


Figure VII.14: Tige d’ancrage

La largeur totale de la tige :

$$l_b = l_1 + 6.4 \times r + 3.5 \times l_2 = 400 + 6.4 \times 60 + 3.5 \times 40 = 924 \text{ mm}$$

En utilisant la formule suivante donnée dans le guide de L’EUROCODE de CTICM [1]

La longueur totale de la tige requise est :

f_{ub} : résistance ultime du boulon d’ancrage

f_{bd} : constante d’adhérence de calcul

d : diamètre du boulon d'ancrage

$$l_{b,rqd} = 0,144 \times d \times \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

Calcul de la contrainte d'adhérence f_{bd} :

Classe de béton C25/30

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$: résistance à la compression du béton

$\gamma_c = 1.15$: coefficient partiel de sécurité

$$f_{bd} = \frac{0.36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36 \sqrt{25}}{1.5} = 1,20 \text{ N / mm}^2$$

$$l_{b,rqd} = 0.144 \times 20 \times 400 / 1.2 = 960 \text{ N/mm}^2$$

La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage est :

$$f_{anc.Rd} = \pi \times 20 + 960 \times 1,2 = 72382 \text{ N}$$

$$N_{sd} / 2 = 23,816 / 2 = 11,908 \text{ KN} \leq f_{anc.Rd} = 72.382 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

La longueur d'ancrage de référence requise est :

$$l_{b,rqd} = \frac{N_{sd}}{\pi \cdot d \cdot f_{bd}}$$

Où :

$$N_{sd} = A \sigma_{sd} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \times \sigma_{sd} \text{ : effort de soulèvement par tige d'ancrage}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\pi \times d^2 \times \sigma_{sd}}{4 \times \pi \times d \times f_{bd}} = \frac{d \times \sigma_{sd}}{4 \times f_{bd}} \text{ ; } \frac{l_{b,rqd}}{d} = \frac{\sigma_{sd}}{4 \times f_{bd}}$$

On suppose que la tige permet d'être ancrée suffisamment pour développer la résistance en traction de la section de la tige

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A} \Rightarrow \max \sigma_{sd} = \frac{N_{t,Rd}}{A} = \frac{(0.9 \times f_{ub} \times A_s) / \gamma_{M2}}{A}$$

En prenant :

A : la section brute de la tige

$$A / A_s \approx 0.8 \Rightarrow$$

A_s : section résistante

$$\text{Max } \sigma_{sd} = 0.576 f_{ub}$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\text{max } \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{0.576 f_{ub}}{4 \cdot f_{bd}}$$

$$l_{b,rqd} = 0.144 \times d \times \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

Remarque :

Bien que normalement le pied soit de type articulé .il est préférable de prévoir quatre boulons d'ancrage pour des raisons de sécurité car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage.

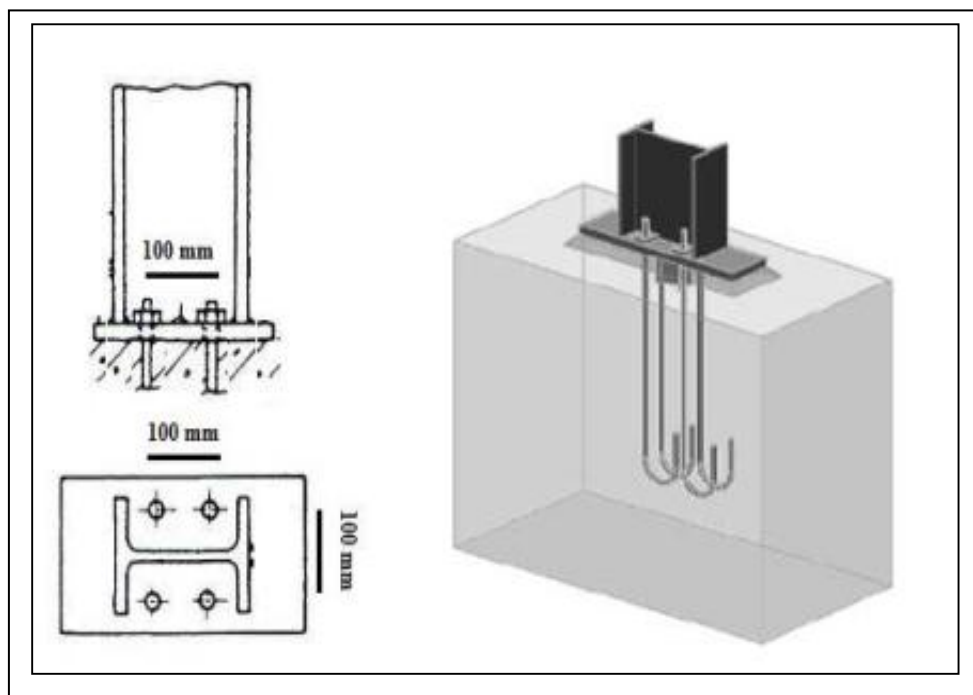
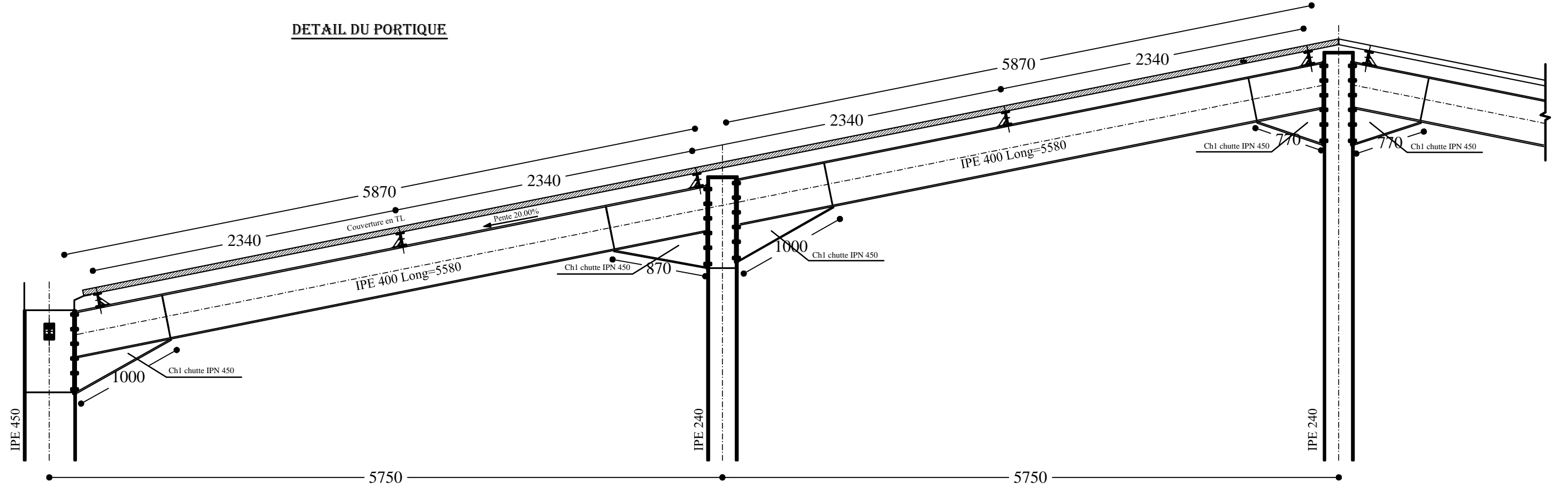


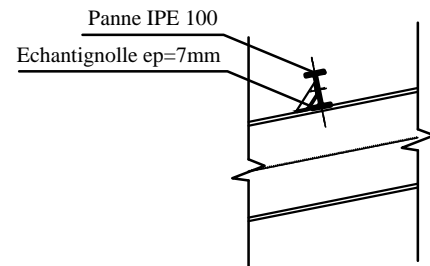
Figure VII.15 : Pied de poteau articulé avec 04 boulons d'ancrage.

DETAIL DU PORTIQUE

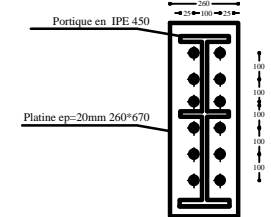


-Les parties à assembler doivent être sablées et exemptées de toute impuretés, les boulons doivent être serrés à la clé dynamomètre.
 Couple de serrage:
 Diamètre ϕ 20
 -Les surfaces en contact avec les Boulons à Haute Résistance ne doivent pas être peintes.
 -Peinture anti-rouille dans l'atelier.

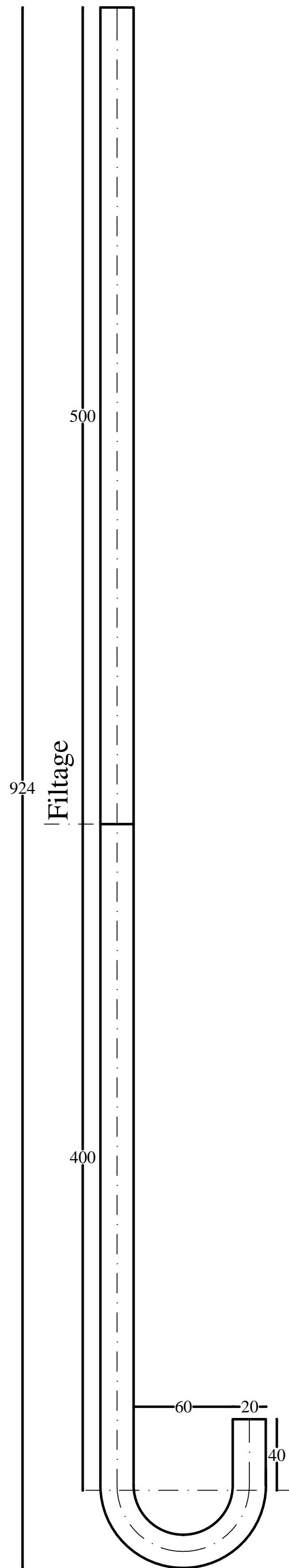
DETAIL DE FIXATION DE LA PANNE



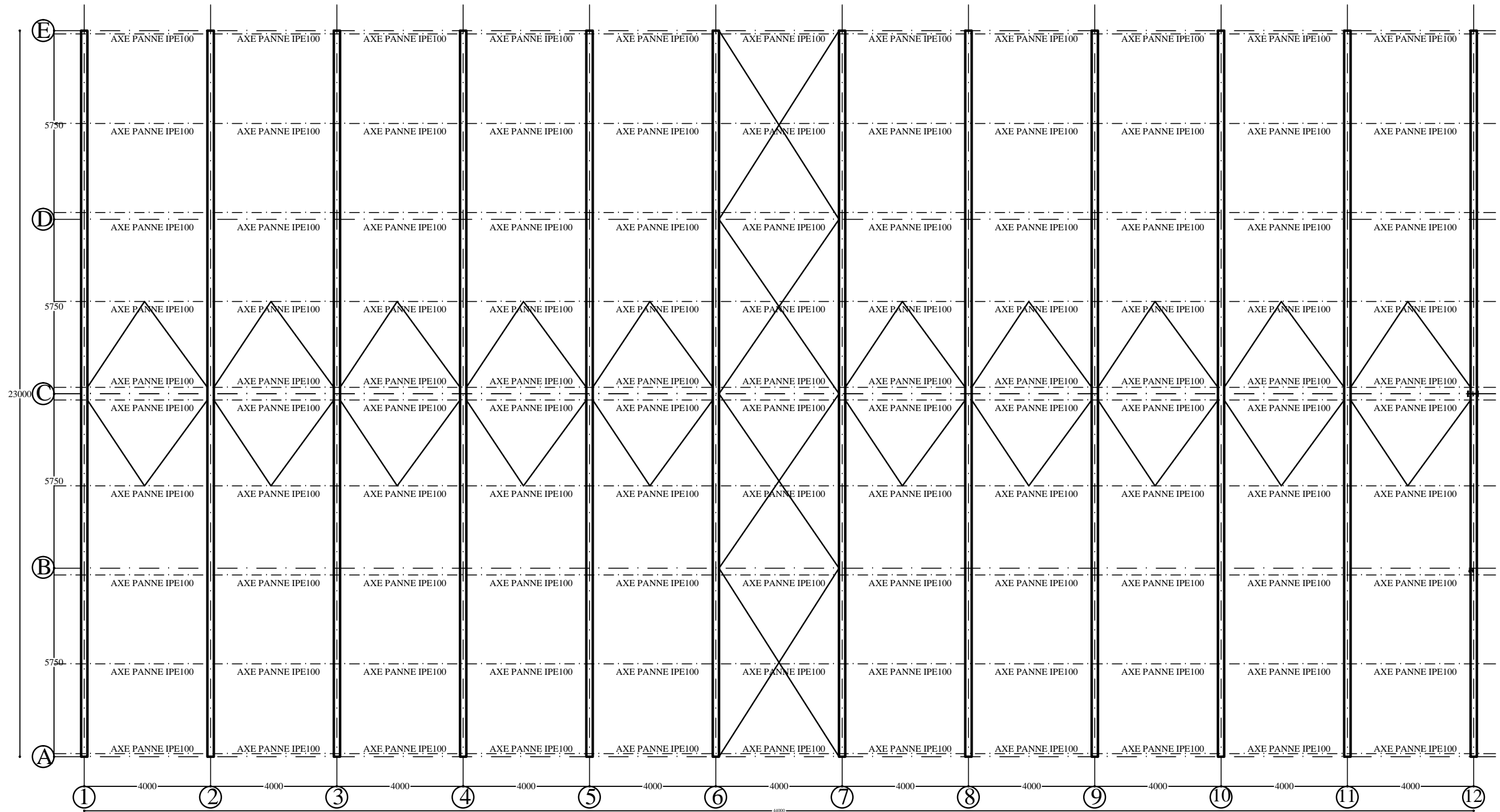
DETAIL DE LA PLATINE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDUE PAR : Mr DJERMANE Jugurta Mr KERROUM Mohamed Akli	TITRE: Plan du portique	
DIRIGE PAR: Mr LABIOD	ECHELLE : 1/25	PROMOTION: 2018/2019



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Mr DJERMANE Jugurta Mr KERROUM Mohamed Akli	TITRE: Détail de tige d'ancrage	
DIRIGE PAR: Mr LABIOD	ECHELLE :	PROMOTION: 2018/2019



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUZ MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
 Mr DIERMANE Jugurta
 Mr KERROUM Mohamed Akli

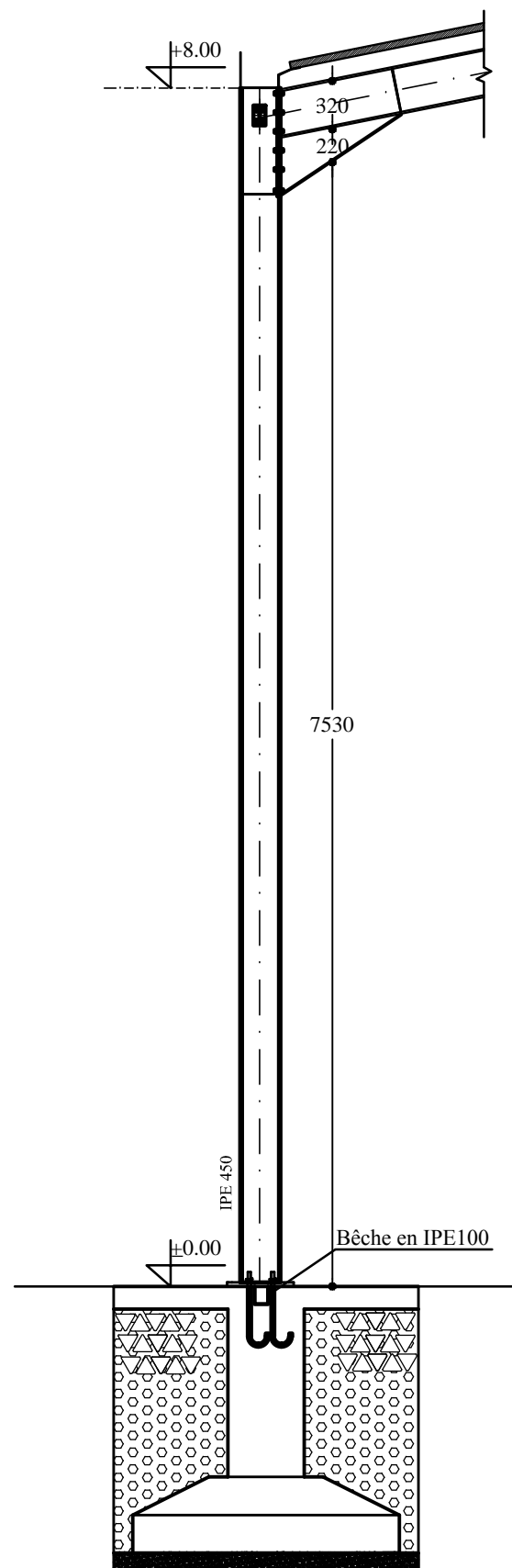
TITRE:
 Plan de Toiture

DIRIGE PAR:
 Mr LABIOD

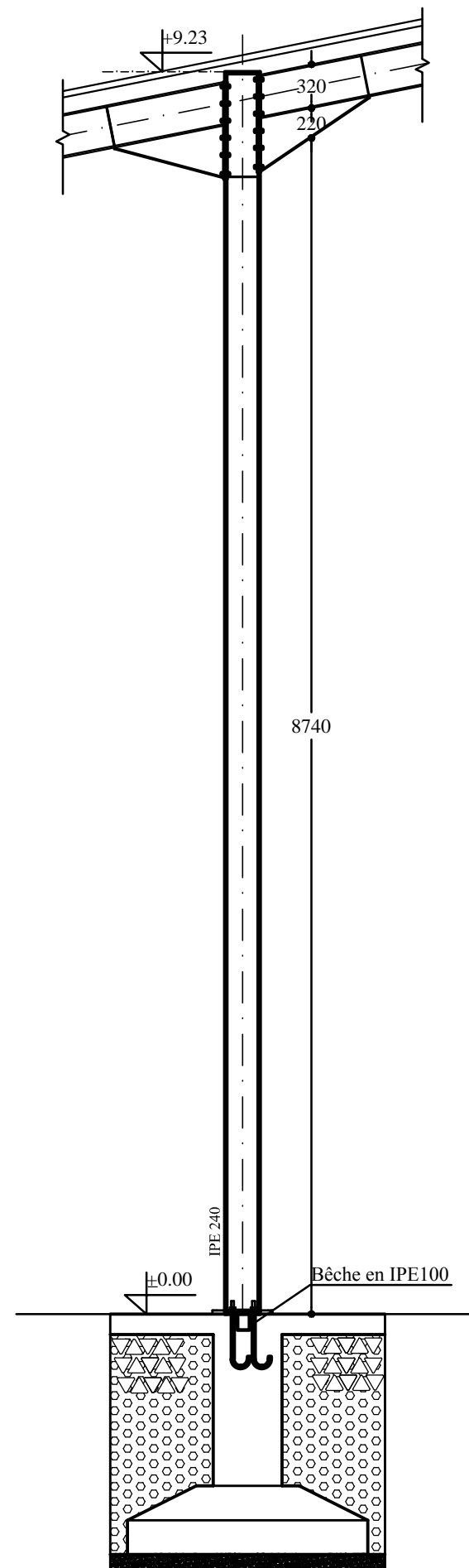
ECHELLE :
 1/125

PROMOTION:
 2018/2019

DETAIL POTEAU DE RIVE



DETAIL POTEAU INTERMÉDIAIRE



-Les parties à assembler doivent être sablées et exemptées de toute impuretés, les boulons doivent être serrés à la clé dynamomètre.

Couple de serrage:
Diamètre ϕ 20

-Les surfaces en contact avec les Boulons à Haute Résistance ne doivent pas être peintes.
-Peinture anti-rouille dans l'atelier.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr DJERMANE Jugurta
Mr KERROUM Mohamed Akli

TITRE:

Plan des poteaux

DIRIGE PAR:

Mr LABIOD

ECHELLE :

1/50

PROMOTION:

2018/2019

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude est une phase très importante dans le cycle de formation de l'ingénieur, ce modeste travail nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant plusieurs années, et grâce à ce travail nous avons appris à appliquer les différents nouveaux règlements, tels que le : (EUROCODE 03, RNV99/2013, RPA99/2003).

Au cours de cette étude nous sommes parvenues à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables néanmoins, l'étude sismique n'est pas négligeable.
- Les calculs ont permis de déterminer les sections des profilés permettant de garantir la sécurité et la stabilité de l'ouvrage compte tenu des charges qui s'appliquent au cours de sa durée de vie.
- La vérification des ossatures vis-à-vis des instabilités est une étape nécessaire pour un dimensionnement adéquat.
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques.
- La disposition de contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.
- Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.

Ce qui nous reste à dire à la fin de ce mémoire c'est que, ce travail fait référence à l'état de nos connaissances autant que jeunes ingénieurs dans le domaine de la construction métallique.

NOTATIONS

G : Charges permanentes.

N: Surcharge climatique de Neige.

V: Surcharge climatique de Vent.

A : Aire de la section brute.

A_{net} : Aire de la section nette.

A_{eff} : Aire de la section efficace

A_v : Aire de cisaillement.

H : Hauteur de la section transversale.

b : Largueur des semelles.

r : Rayon du congé de raccordement.

t_f : Epaisseur des semelles.

t_w : Epaisseur de l'âme.

I_{y,z} : Moment d'inertie.

i_{y,z} : Rayon de giration de la section.

I_w : Facteur de gauchissement.

I_t : Moment d'inertie de torsion.

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

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

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

N_{pl} : Effort normal résistant plastique.

N_u : Effort normal ultime de la section nette.

N_{net} : Effort normal résistant de la section nette.

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

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

M_{cr} : Moment critique de déversement.

λ_{y,z} : Elancement réduit pour le mode de flambement.

λ_{cr} : Elancement critique d'Euler.

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

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

τ : Contrainte tangente (tau).

τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.

τ_s : Contrainte d'adhérence.

φ : Diamètre d'une armature transversale.

μ_s : Moment ultime à L'ELS (mu).

μ_b : Moment réduit à L'ELU.

α : Facteur d'imperfection pour le flambement.

λ_{LT} : Élancement réduit pour le déversement.

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

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

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

$\beta_{M_{LT}}$: Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

f_y : Résistance limite d'élasticité.

f_u : Résistance limite de rupture.

V_u : Effort tranchant de calcul ultime.

Q : Action d'exploitation.

l_f : Longueur de flambement.

Références bibliographiques

- Le Règlement Algérien **Neige et Vent** version**2013** (pour l'étude climatique).
- **Eurocode 03**, les normes Européennes de conception, dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil.
- Calcul des Eléments de construction Métallique selon l'Eurocode 03, livre de Mr : DAHMANI Lahlou (professeur au Département de génie civil, à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou) édition n^o 5343 pour l'étude de pré-dimensionnement des éléments, portique, contreventement et les assemblages)
- Règlement parasismique Algérien **RPA99/version2003** (pour l'étude sismique)