République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et la recherche scientifique
Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme MASTER en Génie Civil.
Option : Construction Métallique (CM).

Thème

Calcul d'un hangar en construction métallique à usage de stockage

Réalisé par

TALEB Aziz

Encadré par

MR DAHMANI. L

Promotion 2019/2020

Abréviations et symboles

Caractéristiques géométriques et mécaniques des sections :

A : Section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_w : Section de l'âme.

A_v : Aire de cisaillement.

b_{eff} : Largeur efficace.

h : Hauteur.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie.

I_t : Moment d'inertie de torsion.

I_w : Moment d'inertie de gauchissement.

t_w : Épaisseur de l'âme.

t_f : Épaisseur de la semelle.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W_{el}: Module de résistance élastique.

Sollicitation :

M_{sd} : Moment fléchissant.

$M_{pl.Rd}$: Moment de résistance plastique.

M_{cr} : Moment critique.

N_{sd}: Effort normal.

V_{sd} : Effort tranchant.

$V_{pl.Rd}$: Résistance plastique de la section brute à l'effort tranchant.

$N_{pl.Rd}$: Résistance plastique de la section brute à l'effort normal.

Caractéristique du matériau :

E : Module d'élasticité longitudinale.

f_y : Limite d'élasticité d'un acier.

$f_{u.}$: Contrainte de rupture d'une pièce.

Les charges :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

V : Surcharge climatique de vent.

E : Surcharges d'entretien.

N : Surcharge climatique de neige.

Caractéristiques géométriques et mécaniques des boulons :

A_s : Aire de la Section résistante à la traction du boulon.

d : Diamètre de boulon.

d_0 : Diamètre de perçage des trous de boulon.

t_p : Épaisseur platine.

K_s : Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.

F_{trd} : Résistance d'un boulon en traction.

$F_{p.Cd}$: précontrainte de calcul des boulons HR.

$F_{v.Rd}$: Résistance de calcul au cisaillement d'un boulon.

f_{yb} : Limite d'élasticité d'un boulon.

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

n : Nombre de boulon.

m : Nombre de plants de cisaillement.

Autres symboles :

C_d : Coefficient de pression dynamique.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

ELS : État limite de service.

ELU : État limite ultime.

L : Longueur.

N_u : Effort normal ultime.

N_j : Force d'adhérence avec le béton.

r_c : Rayon de raccordement âme /semelle du poteau.

twc : Epaisseur âme poteau.

t_{fc} : Épaisseur âme semelle.

β_W : Facteur de corrélation.

β_M : Facteur de moment uniforme équivalent.

γ_C : Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton.

λ : Élancement

$\bar{\lambda}$: Élancement réduit.

α : Facteur d'imperfection.

μ : Coefficient de frottement.

τ_s : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier

η : Facteurs de distribution.

Ψ : Rapport de contraintes.

χ : Coefficient de réduction de flambement

$\emptyset$: défaut initial d'aplomb

Liste des figures

Figure1 : présentation de l'ouvrage. ……...**Page4**

Figure III 1 : hauteur de référence ……..…**Page11**

Figure III. 2 : Conventions pour la représentation des pressions sur les parois ……..……..**Page12**

Figure III. 4 : Coefficient de pression intérieure Cpi des bâtiments sans face dominante……..…**Page14**

Figure III.5 : parois verticales ……....**Page18**.

Figure III. 6 : Toiture à deux versants selon le sens longitudinal…… **..Page19**

Figure III. 7 : Distribution des pressions sur les parois verticales (vent longitudinal)……..…….**Page21**

Figure III. 8 : parois verticales (vent selon le sens transversal)……. **Page22**

Figure III. 9 : Toiture à deux versants selon le sens transversal……... **Page23**

Figure III. 10 : Distribution des pressions sur les parois verticales ……...**Page24**

Figure III.11 : la surface de frottement…….. **Page28**

Figure III.12 : les forces de frottement sens longitudinale……... **Page29**

Figure III.13 : la stabilité longitudinale. ……....**Page30**

Figure III.14 : les forces de frottement sens transversale…….. **Page32**

Figure III.15 : la stabilité transversale ……....**Page33**

Figure III.16 : représentation des charges statiques de neige sur la toiture et le sol……... **Page34**

Figure IV. 1 : Représentation des éléments secondaire dans la structure……....**page36**

FigureIV.2 : les charges et les surcharges sur les pannes…..……. **page39**

Figure IV.3 : schéma statique les charges de la neige par la projection horizontale sur les pannes……. **page40**

Figure IV.4 : panne de toiture en flexion sous les déférents plans de chargement……..……..**Page42**
Figure IV.5 : panne de toiture et les différents plans de chargement. …....**Page43**
Figure IV.6 : vérification au cisaillement…….…….. **Page43**
Figure IV.7 : déversement de la panne……..……. **Page45**
Figure IV.8 : vérification à la flèche……..……... **Page46**
Figure IV.9 : coupe transversale de l'échantignolle…….…… **Page48**
Figure IV.10 : les efforts dans les lisses……..…….. **Page50**
Figure IV.11 : présentation des lisses de bardage…….…….. **Page51**
Figure IV.12 : disposition des lisses……... **Page51**
Figure IV.13 : semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur……... **Page55**
Figure IV.14 : vérification de la flèche……... **Page56**
Figure IV.15 : charges et surcharges sur le potelet……..... **Page59**
Figure IV.16 : disposition des potelets……... **Page60**
Figure VI.1 : contreventement de forme(X) ……..……**Page 74**
Figure VI.2 : contreventement de forme Croix de Saint André ……..**Page 74**
Figure VI. 3 : plans d'implantation du système de contreventement..…..... **Page 74**
Figure VI.4 : schéma statique de la poutre au vent…….……... **Page 75**
Figure VI.5 : les efforts horizonteaux en tete des potelets……..……... **Page 75**
Figure VI.6 : valeurs des forces et réactions……..... **Page 77**
Figure VI.7 : isolation du nœud1……..……..... **Page 77**
Figure VI.8 : schéma statique de palée de stabilité au long-pan……..... **Page 86**
Figure VI.9 : effort de traction dans la diagonale tendue……**Page 87**
Figure VII.1 : plan de repérage du portique le plus sollicité……..… **Page88**
Figure VII.2 Schéma des portiques du hangar ……...…..**Page89**
Figure VII.3 : pression statique du vent sur le portique…….….. **Page90**
Figure VII.4 : efforts internes……..... **Page91**
Figure VII.5 : efforts internes (effet vers le bas) ……..**Page91**

Figure VII.6 : efforts internes (charges verticales vers le haut)…… **Page92**

Figure VII.7 : efforts internes (charge horizontale)…….…..... **Page93**

Figure VII.8 : efforts internes (dépression) ……....**Page94**

Figure VII.9 : imperfection géométrique global…….…….....**Page96**

Figure VII.10 : effort horizontal en tête d poteau…….…….. **Page98**

Figure VII.11 : moment fléchissant agissant sur le portique……..... **Page100**

Figure VII.12 : efforts appliquées sur chaque extrémité d'une traverse à L'ELU……...**Page101**

Figure VII.13 : efforts appliquées sur chaque extrémité d'une traverse à L'ELU ……..**Page104**

Figure VII.14 : le moment au point quelconque……..……... **Page106**

FigureVIII.1 : représentation de l'assemblage poteau-traverse…….. **Page 116**

FigureVIII.2 : détails d'assemblage…….. **.....Page 117**

FigureVIII.3 : la hauteur de la zone comprimée……..... **Page 117**

Figure VIII.4 : résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue …..... **Page 119**

Figure VIII.5 : résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimé..... **Page120**

Figure VIII.6 : pieds de poteau articulé…….…..... **Page 123**

Figure VIII.7 : les types des tiges d'ancrage……..... **Page 127**

Figure VIII.8 : tige d'ancrage…….……..... **Page 129**

Figure IX.1 : la semelle d'un poteau…….……...**Page131**

Figure IX.2 : les armatures longitudinales et transversales……..……... **Page 131**

Liste des tableaux

Tableau III. 1 : Définitions des catégories de terrain……..……..**....Page 9**

Tableau III. 2 : Valeurs de la vitesse de référence du vent…….... **Page10**

Tableau III. 3 : valeurs de la pression dynamique de référence……..... **Page11**

Tableau III. 3 : valeurs des coefficients de frottement **.....Page15**

Tableau III. 4 : Aire de frottement A_{fr} **Page17**

Tableau III. 5 : Coefficients de pression extérieure des parois verticales……...**Page18**

Tableau III. 6 Coefficients de pression extérieure de toiture à deux versants selon le sens Longitudinal du vent…….....……..**Page20**

Tableau III.8 : Valeurs des coefficients de pression extérieure de la toiture Le sens longitudinal du vent ……..**Page21**

Tableau III. 10 : Coefficients de pression extérieure des parois verticales selon le sens Transversal du vent ……....**Page22**

Tableau III. 11 : Coefficients de pression extérieure de toiture à deux versants selon le sens transversal du vent ……...……**Page23**

Tableau III.12 : Valeurs des Coefficients de pression extérieure de la toiture selon le sens transversal ……..….**Page25**

Tableau III.13 : Valeurs des coefficients de pression extérieure de la toiture Le sens longitudinal du vent ……**Page25**

Tableau III.14 : Valeurs des coefficients de pression extérieure de la toiture Le sens longitudinal du vent …….……**Page26**

Tableau III.15 : Valeurs des Coefficients de pression extérieure de la toiture selon le sens transversal……..…..... **Page26**

Tableau III.16 : Valeurs des Coefficients de pression extérieure de la toiture selon le sens transversal …….……....**Page27**

Tableau III.17 : pressions sur les parois verticales-direction du ventV1……..**Page29**

Tableau III.18 : pressions sur les versants de toiture direction du vent…….....**Page29**

Tableau III.18 : les valeurs des et verticales composantes horizontales de l'action du vent……..……..**Page30**

Tableau III.19 : pression sur les parois verticales……..……...**Page31**

Tableau III.20 : pression sur toiture-direction du vent V2……..…..**Page31**

Tableau III.21 : les valeurs des et verticales composantes horizontales de l'action du vent…….. **Page32**

Tableau V.1 : valeurs des pénalités……..... **Page69**

Tableau V.2 : charges permanentes W_{Gi}des éléments……... **Page70**

Tableau V.3 : charges permanentes W_{Gi}de toute la couverture et le bardage…….……..…...…**Page70**

Tableau VII.1 : actions du vent plus défavorable…….… **Page90**

Tableau VII.2 : réactions d'appuis sous charge unitaire……..…. **Page94**

Tableau VII.3 : valeurs des moments sous charge unitaire……...…… **Page94**

Tableau VII.4 : réactions d'appuis sous charge réelles. ……...……**Page95**

Tableau VII.5 : valeurs des moments sous charges réelles……...…… **Page95**

Tableau VII.6 : combinaison à L'ELU pour les réactions d'appuis……..... **Page95**

Tableau VII.7 : combinaison à L'ELU pour les moments……..…….…. **Page96**

Tableau VII.8 : efforts aux pieds des poteaux à L'ELU……... **Page97**

Tableau VII.9 : défaut d'aplomb. ……..…**Page97**

Tableau VII.10 : efforts équivalent en tête du poteau ……..… **Page97**

Tableau VII.11 : combinaison a L'ELU les réactions d'appuis avec prise en compte de H_{eq} ……..……**Page98**

Tableau VII.12 : combinaison a L'ELU les réactions d'appuis avec prise en compte de H_{eq} …….……..**Page99**

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Introduction ……..…..**page2**

I.1 : Présentation de l'ouvrage …….…….....**page2**

Chapitre II : Etude des matériaux

Introduction …….…….....**page5**

II.1 L'acier……..**page5**

Chapitre III : Etudes Climatique

Introduction …….…….…….…....**page7**

III.1 Étude au vent …….…….**page7**

III.2 Force de frottement ……...……...…….....**page15**

III.3 Note de calcul……...……..……... **page17**

III.3.1 Vent parallèle à la génératrice :(pignon)(θ = 90°) V_1……..…**page18**

III.3.2 Vent perpendiculaire à la génératrice : (θ = 0) V_2…….....…**page22**

III.4 Forces de frottement ……..……..……..….**page27**

III.4.1 Calcul de l'aire de frottement…….……..…. **page28**

III.4.2 Calcul de la pression aérodynamique du vent…….……..…… **page28**

III.4.3 Calcul de la stabilité d'ensemble ……..…….……....**page30**

III.4.3.1 Stabilité longitudinale……..……..…….. **page30**

III.4.3.2 la stabilité transversale……..……..…. **..page33**

III.5 Étude de la neige …….…**page34**

III.5.1 Donnée du terrain ……...……...……...……....**page34**

III.5.2 Calcul des charges de neige ……...……...……....**page 34**

III.5.3 Charge de la neige sur le sol ……...……...…….....…..**page35**

III.5.3.1 Coefficient de forme de la toiture……..…….....…...**page35**

III.5.3.2 Calcul des charges de neige sur la toiture ……..……..…...**page35**

Chapitre IV : pré-dimensionnement des éléments

Introduction ……..……..... **page36**

IV.1 Étude des pannes ……..……..... **page36**

IV.1.1 Pré- dimensionnement ……..……... **page37**

IV.1.1.1 Vérifications ……..…….....**page37**

IV.1.1.2 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement)……... **Page37**

IV.1.1.3 Vérification du moment fléchissant …….……..……. **page37**

IV.1.1.4 Stabilité au déversement ……..…..……**page38**

IV.1.1.5 Vérification de la flèche max ……...……..……... **page38**

IV.2 Note de calcul ……..…….……**page38**

IV.2.1 Pré dimensionnement……...……..…. **page38**

IV.2.1.1 Détermination des charges et surcharges maximales

Sur les pannes …….……..…..… **page39**

IV.2.1.2 Combinaisons de charges les plus défavorables ……...…....**page41**

IV 2.1.3 Vérification de la section a la résistance …….....…… **page42**

Conclusion……...……..…… **Page47**

IV.2.2 Calcul de l'échantignolle …….. **Page48**

IV 2.2.1 Calcul du moment de renversement ……..…. **Page48**

IV 2.2.2 Dimensionnement de l'échantignolle……....….. **Page49**

IV.3 Liernes et bretelles …….…. **Page49**

IV.3.1 Principe de dimensionnement ……..……..... **Page49**

IV 3.1.1 Calcul de l'effort de traction dans la suspente

la plus sollicitée ……..……..……..……...**Page50**

IV .3.1.2 Calcul de la section de la suspente …….……...……..….**Page50**

IV.4 Les lisses de bardage ……..…… **Page51**

IV.4.1 Pré dimensionnement à l'ELS ……..….. **Page51**

IV 4.1.1 Vérifications ……..……...…….. **Page52**

IV4.1.1.1 Vérification du moment fléchissant ……..……..….. **Page52**

IV4.1.1.2 Vérification de l'effort tranchant ……..……..……... **Page52**

IV 4.1.1.3 Vérification de la flèche max …….……..… **Page52**

IV 4.2 Note de calcul ……...…… **Page53**

IV 4.2.1 Détermination des charges et surcharges…….……..... **Page53**

IV 4.2.2 Combinaison de charges les plus défavorables …….....**Page53**

IV 4.2.3 Calcul de la flèche …….…….…**Page56**

IV. 5 Calcul des potelets ……..**Page57**

IV 5.1 Note de calcul …….……**Page58**

IV 5.1.1 Calcul des charges et surcharges revenant

au potelet le plus chargé …….…….**Page58**

IV 5.1.2 Pré -dimensionnement …….……**Page59**

IV 5.1.3 Vérification de l'élément aux instabilités …….…..**Page62**

Conclusion ……..…**Page65**

Chapitre V : Etude sismique

Introduction …… **Page 66**

V .1 Méthode de calcul ……..…**Page66**

V.1.1 La méthode statique équivalente ……..…**Page66**

V.1.2 Principe de la méthode …….. .**Page67**

V 5.1.3 Calcul de la période …….…..**Page67**

V 5.1.6 Coefficient de comportement global

de la structure (R) :(tab.4.3)…….…… **Page 68**

V 5.1.7 facteur de qualité ……..……**Page 68**

V 5.2 Calcul du poids actif soumis au séisme ……....……...**Page69**

V 5.3 Détermination de la force sismique totale…….**Page71**

V 5.4 Distribution de la résultante des forces sismiques
selon la hauteur ……..……..……..**Page71**

Conclusion …….……...**Page72**

Chapitre VI : Stabilité et contreventement

Introduction …….....**Page 73**

VI.1 Rôle des systèmes de contreventement ……..…..**Page 73**

VI.2 Les différents types de contreventement ……..**Page 73**

VI 2.1 Contreventements de toitures « poutre au vent » ……..……..… .**Page 73**

VI 2.2 Contreventements de façades « palée de stabilité » ……..**Page 74**

VI.3 Calcul de la Poutre au vent en pignon…….....**Page 75**

VI 3.1 La force d'entrainement ……....**Page 76**

VII.3.2 évaluation des efforts horizontaux en tête des potelets …….....**Page 76**

VI 3.3Vérification à la résistance ultime de la section nette …….. **Page 78**

VI 3.4 Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire……..... **Page 79**

VI 3.4.1 Combinaison de charge ……..……..……**Page80**

VI3.4.2Vérification de l'élément aux instabilités (flambement et déversement) …….……....**Page 81**

VI 4.4 Calcul de palée de stabilité au long-pan …….....…… **Page86**

Conclusion .....**Page 87**

Chapitre VII : Etude des Portiques

Introduction ……..……..... **Page88**

VII.1 L'effort sollicitant le portique……..... **Page89**

VII.1.1 Charges permanentes …….....**Page89**

VII.1.2 Effet de la neige …….…….…. **Page89**

VII.1.3 Effet du vent V_1 perpendiculaire au long pan
(plus défavorable) ……..……..**Page90**
VII.2 Calcul des efforts internes …….……... **Page91**
VII.2.1 Charges verticales vers le bas (charge permanente et
surcharge d'entretien)……..…...…….**Page91**
VII.2.1.1 Charges verticales vers le haut : (vent de soulèvement)…….….. **Page92**
VII.2.1.2 Vent horizontal (pression) ……...……....**Page93**
VII.2.1.3 Vent horizontal (de dépression) ……..….**Page93**
VII.3 Efforts internes sous charge unitaire ……...….**Page94**
VII.4 Efforts internes sous charge réelle …….**Page95**
VII.5 Calcul de l'imperfection géométrique globale
(défauts d'aplomb)…….....**Page96**
VII.6 Calcul des efforts internes sous sollicitation horizontal……..... **.Page98**
VII.7 Pré-dimensionnement de la traverse ……..……..…..**Page99**
VII.8 Vérification de la traverse a L'ELS …….…..... **Page100**
VII.9 Vérification de l'élément aux instabilités ……...…..……**Page103**
Conclusion ……**Page114**

Chapitre VIII : Les assemblages.

Introduction ……..…..…**Page 115**
VIII 1 Les types des assemblages …….……....**Page 115**
VIII.1.1 Assemblage de rive (poteau-traverse) ……..…….....…**Page 115**
VIII 1.1.1 Vérification à la résistance de l'assemblage…….……..... **Page 118**
VIII.2 Calcul de l'assemblage de faitage …….……... **Page 122**
VIII 2.1 Vérification à la résistance de l'assemblage**…**…….……..... **Page 122**
VIII.3 Calcul des bases de poteau …….…….…….**Page 123**
VIII 3.1 Résistance du béton à la compression **…**…….……..**Page 123**

VIII.3.2 Résistance de calcul à l'écrasement

du matériau de scellement …….....**Page 124**

VIII.3.3 Estimation de l'air de la plaque d'assise ……..... **Page 124**

VIII.3.3.1 Choix du type de la plaque d'assise …… ……....**Page 124**

VIII 3.3.2 Vérification de la résistance de calcul

de la plaque d'assise ……. ….....…**Page 124**

VIII.3.3.3 Calcul de la résistance de la plaque d'assise

au moment fléchissant…… …… ……..**Page 126**

VIII.3.3.4 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement

de la plaque d'assise…… ....**Page 126**

VIII 3.3.4.1 Résistance de tiges d'ancrages au cisaillement …….....**Page 127**

VIII 3.3.4.2 Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement ……..**Page 128**

Conclusion …….....**Page 130**

Chapitre IX : Etude des fondations.

Introduction ……**Page 131**

IX.1 Les charge à considérer ……..**Page 131**

IX.2 L'effort normal de la semelle ……**Page 132**

IX.3 Calcul des armatures ……..**Page 132**

Conclusion ……**Page 133**

Introduction

Le terme « construction métallique » définit une activité couvre deux domaines :
Le premier, appelé charpente métallique, consiste en la réalisation d'ossatures porteuses d'ouvrages divers, ossatures obtenus en découpant et assemblant des barres en plaques en acier. Ces ouvrages sont des bâtiments industriels, agricoles, habitation, de bureaux, de commerce ,des entrepôts ,écoles ,gymnase ,musées …mais aussi des ponts ,passerelles ,pylônes , silos supports d'installation industriels ou d' engins de levage et manutention ,portes d'écluses…
Le deuxième appelé chaudronnerie, consiste en la réalisation d'appareils et installation tels que réservoirs, appareils a pressions tuyauterie …, pour les industries chimiques, pétroliers, nucléaire…les éléments fabriqués généralement plus complexes qu'en charpente métallique, résultent de la découpe du pliage, de l'assemblage de plaques et barres en acier.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus à UMMTO sur un projet réel. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans les cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master.

Chapitre I : Présentation de l’ouvrage.

Introduction :

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

I.1 : Présentation de l'ouvrage :

Le travail que nous avons élaboré dans le cadre de notre projet de fin d'études consiste à la conception et le calcul d'un hangar en construction métallique à usage de stockage.

I.1.1 : Lieu d'implantation :

L'ouvrage est implanté dans la commune de **BOUMAATTI EL HARRACH** (wilaya d'Alger), ceux dernier est situé au même niveau de la mer.

I.1.2 : Classification :

- Selon la carte de sismicité donnée par Le RPA 99/VERSION 2003 page 85 :

La région est classée en zone de sismicité **III.**

- Selon le règlement neige et vent RNV 2013 :
  - Zone de vent **I.**
  - Zone de neige **B.**

I.1.3 : Dimensions de l'ouvrage :

- La longueur suivant le long pan : **48m**
- La largeur suivant le pignon : **13m.**
- La hauteur totale est de **6.845 m**.
- La hauteur des poteaux est de **6m**
- L'Espacement des portiques est de **6 m**.
- L'Espacement des potelets dans le sens transversal est de **5 m.**
- un bardage de tôle (TN40) reposant sur les lisses.

I.1.4 : Les ouvertures :

- **Portail à doubles rails :**

Un portail de **(4.533m× 4.003m)** situe dans la façade principale du hangar.

I.1.5 : Type de structure :

La structure faisant l'objet de notre étude est composée principalement de poteaux et de traverses (portiques en charpente métallique). La charge verticale dans sa majorité sera reprise par les portiques. En revanche les charges horizontales seront reprises par les palées de stabilités (de forme (X) suivant les deux sens).

I.1.6 : Système de contreventement

Dans le sens transversal le contreventement est assuré par neuf(**9**) portiques auto stables espacés de 6 m.

Dans le sens longitudinal le contreventement est assuré par deux (2) fils de palées de stabilité dont chaque fil comporte deux (**1**) palée (une à chaque extrémité).les palées sont disposés symétriquement par rapport à un axe suivant le sens du long pan.

Dans la toiture Le contreventement est assuré par deux poutres au vent placé dans les travées de rive, leurs diagonales sont des doubles corniers qui sont fixées sur les membrures supérieures de la traverse.

I.1.7 : Assemblages :

Pour la totalité des assemblages prévus dans notre bâtiment, on adopte pour des assemblages s boulonnés :

- Boulons de haute résistance **HR**
- Boulons ordinaires

I.1.8 La toiture :

La toiture ce comporte deux versants incliné d'un angle **:** $\alpha = 7.40°$

La couverture est conçue par la tôle TN40.

I.1.9 L'infrastructure :

La superstructure en charpente métallique sera posée sur des fondations superficielles en béton armé « semelles isolées ». Le passage des efforts de la structure métallique à ses fondations en béton armé se fera par le biais des pieds de poteau qui seront calculés en conséquence.

.

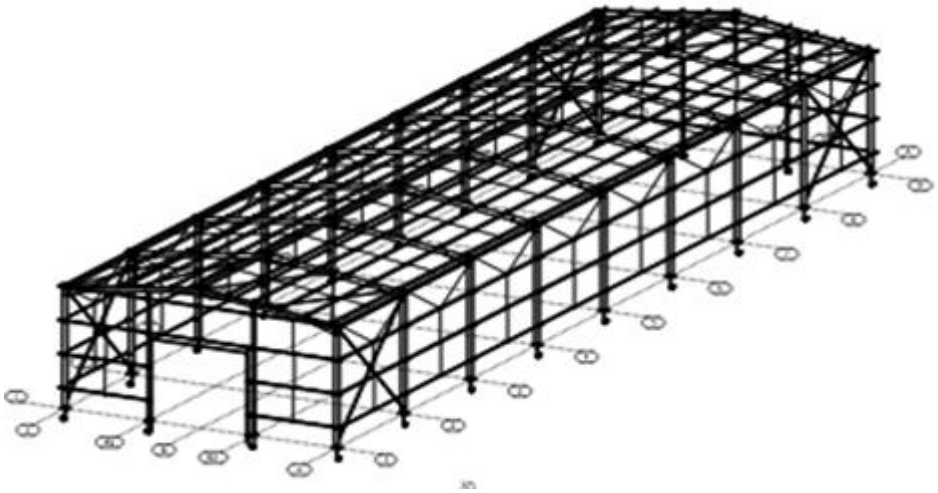


Figure1 : présentation de l'ouvrage.

Chapitre II :

Les matériaux.

Introduction :

Depuis longtemps, l'acier joue un rôle très important dans la vie quotidienne des hommes. Il est utilisé dans plusieurs domaines. Il est à l'origine de toutes les révolutions scientifiques et industrielles. Donc la connaissance de la structure et du comportement des aciers au cours de leur utilisation reste impérative.

Le but de ce chapitre est de définir les caractéristiques et de montrer le comportement des matériaux qu'on a utilisé pour réaliser notre structure.

II.1 L'acier :

L'acier est un alliage métallique utilisé dans les domaines de la construction métallique et de la construction mécanique. C'est un matériau composé essentiellement de Fer avec un très faible taux de carbone.

II.1.1 L'acier de construction :

Les aciers de construction métallique utilisés se présentent sous diverses formes et nuances.

- Les produits longs :
  - Les profilés en L (Les cornières).
  - Les profilés en I (IPN, IPE)
  - Les profilés en H (HEA, HEB, HEC et HEM).
  - Les profilés en U (UPN, UAP, UPE).
  - Les tubes creux laminés
- Les produits plats :
  - Les tôles.
  - Bardage

II.1.1.1 Propriétés mécaniques des aciers de construction :

- **La résistance :**

L'acier possède de très bonnes capacités de résistance lorsqu'il est soumis à la traction. En effet les valeurs de la limite d'élasticité et de la résistance à la traction de ce matériau sont très élevées.

En compression le comportement de l'acier est identique au comportement en traction mis à part les phénomènes d'instabilités éventuels.

- **La ductilité :**

C'est la capacité de l'acier de présenter une grande déformation plastique avant la rupture.

- **La résilience (énergie de rupture) :**

C'est la capacité de l'acier de résister au choc, Cette propriété de l'acier est liée à la température, (plus la température est basse, plus la fragilité est élevée).

- **l'adaptation plastique :**

La ductilité est la propriété la plus essentielle de l'acier car elle permet l'adaptation plastique des structures métalliques

II.1.1.2 Caractéristiques de l'acier utilisé dans les calculs :

Ces valeurs sont conformes à la norme EN10025

La nuance d'acier utilisé est : **Acier Fe360.**

- La valeur nominale de la résistance limite d'élasticité $\mathbf{f_y = 235\ N/mm^2 (t \leq 40\ mm)}$.
- La valeur nominale de la résistance à la traction $\mathbf{f_u = 360\ N/mm^2\ (t \leq 40\ mm)}$.
- Module d'élasticité $\mathbf{E = 2{,}1.\ 10^6\ daN/cm^2}$.
- Coefficient de poisson $\boldsymbol{\mu = 0{,}3}$.
- Module de cisaillement $\mathbf{G = 8{,}1.\ 10^5\ daN/cm^2}$.
- Masse volumique **ρ= 7850 Kg / m3.**
- Coefficient de dilatation thermique $\boldsymbol{\alpha = 12.\ 10^{-6}\ /C°}$.

II.1.1.3 Caractéristiques du matériau des moyens d'assemblage :

Les moyens d'assemblage utilisés sont classifiés selon deux catégories :

- **Boulons :** C'est un moyens d'assemblage mécanique (boulons, tiges d'ancrage).

On distingue deux types :

  - Les boulons ordinaires constitués d'un acier dont la résistance à la traction est de **400 à 1000 N/mm².**
  - Les boulons à haute résistance à serrage contrôlé dont la résistance à la traction est de **800 et 1000 N/mm².** (HR).

- **Soudures :**

Le soudage est un procédé qui consiste à réaliser un joint soudé en assurant la continuité de la matière entre les différentes pièces assemblées.

On utilisera aussi des connecteurs en cornières qui sont un moyen d'assemblage entre le béton et l'acier, pour éviter le glissement entre les deux matériaux.

II.1.1.4Avantage des constructions en acier :

Les structures métalliques ont d'innombrables avantages par rapport à d'autres formes de construction.

Quelques raisons de choisir l'acier :

- **Haute résistance** : la haute résistance de l'acier par unité de poids implique qu'il sera le poids des structures léger, cela est d'une grande importance pour la conception de poutres de grandes lumières.
- **Uniformité** : les propriétés de l'acier ne changent pas sensiblement avec le temps, contrairement avec les structures en béton armé.
- **Durabilité** : si l'entretien des structures en acier est adéquat, ils dureront indéfiniment.
- **Ductilité** : la ductilité est la propriété qui a un matériau pour résister à de grandes déformations sans échouer sous des contraintes élevées. La nature ductile des aciers structuraux communs leur permet de s'écouler localement, évitant ainsi les échecs prématurés.
- **Ténacité** : les aciers structuraux sont tenaces ; ont une résistance et une ductilité et sont capables d'absorber l'énergie en grandes quantités.

Chapitre III :

Etude climatique.

Introduction :

Une construction doit résister aux charges auxquelles elle risque d'être soumise pendant sa durée de vie. Une évaluation des charges climatiques produite par action de la neige et action du vent agissant sur toutes les parties de la construction, le passage à ce calcul est obligatoire et obligatoirement relative au document technique réglementaire sous le titre de Règlement Neige et vent (version 2013) dont l'indice de classement est C2 – 47, ce dernier comporte les deux parties principales du chapitre :

- ✓ Évaluation de l'action du vent.
- ✓ Évaluation de la surcharge de la neige.

III.1 Étude au vent :

Le vent est un phénomène naturel qui résulte du mouvement de l'air d'une zone à pression élevée à une zone à faible pression.

Un bâtiment se présente comme un obstacle à la progression du vent. Ce dernier exerce sur les parois des actions qui s'appliquent directement sur les surfaces extérieures et agissent indirectement sur les surfaces intérieures (surpressions et dépressions) agissant perpendiculairement aux parois considérées.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La région.
- La direction.
- Le type du terrain de la structure et l'environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures qui sont contenues par la structure.

L'effet du vent sur une construction métallique est assez prépondérant. Une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent

« RNV 2013 », dont l'indice de classement est DTR C 2-4.7.

- ❖ **Domaine d'application du DTR :**

Le Règlement Neige et Vent **«RNV 2013»** s'applique aux constructions suivantes dont la hauteur est inférieure à 200 m :

- l'ensemble des bâtiments (à usage d'habitation, administratif, scolaire, industriel, de santé, lieux de culte, etc.)
- Cheminées et ouvrages assimilables
- Ouvrages de stockage (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc.)
- Structures verticales et horizontales en treillis (pylônes, grues, échafaudages, etc.)
- Les panneaux de signalisation, murs de clôture et drapeaux.

❖ **Définition des paramètres de calcul :**

➢ **Coefficient dynamique C_d :**

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

Selon le DTR « RNV 2013 », d'une manière générale, le coefficient C_d peut être déterminé selon les deux procédures suivantes :

- Formule générale :

$$c_d = \frac{1+2\times g\times I_v(z_{eq})\times\sqrt{Q^2+R^2}}{1+7\times I_v(z_{eq})}$$

- Valeur simplifiée :

Le DTR propose une valeur conservative de $\boldsymbol{C_d = 1}$qui peut être considérée dans les cas suivant :

- Bâtiment, dont la hauteur est inférieure à 15 m
- Éléments de façade et de toiture dont la fréquence propre est inférieure à 5 Hz
- Bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est à la fois inférieure à 100 m et 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction du vent
- Cheminée à section transversale circulaire dont la hauteur est inférieure à 60 m et à 6.5 fois le diamètre

➢ **Coefficient de rugosité C_r :**

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. D'après l'article 2.4.4 du DTR « RNV 2013 », $C_r(z)$ est défini par la loi logarithmique suivante :

$$c_r = k_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \qquad \text{Pour } z_{min} \leq z \leq 200\ m$$

$$c_r = k_T \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \qquad \text{Pour } z \leq z_{min}$$

Où :

- K_T est le facteur de terrain
- Z_0(en m) Paramètre de rugosité
- Z_{min}(en m) hauteur minimale
- Z (en m) hauteur considérée

Tableau III. 1 : Définitions des catégories de terrain

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ε
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer.	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zones à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zones à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

- **Coefficient de topographie C_t :**

Le coefficient de topographie C_t (z) prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc. $C_t(z)$ est déterminé comme suit :

$$c_t(z) = 1 \quad \text{Pour } \emptyset < 0.05$$

$$c_t(z) = 1 + s_{max} \times \left(1 - \frac{|x|}{k_{red} \times L}\right) \times e^{-\alpha\left(\frac{z}{L}\right)} \qquad \text{Pour } \emptyset \geq 0.05$$

Où :

- $\emptyset$ est la pente du versant au vent $\emptyset = \frac{H}{L_u}$
- H(m) est la hauteur du versant
- L(m) est une longueur caractérisant le versant au vent et prenant la valeur :
  $L = \max(0.5Lu\ ;\ 2H)$;
- x (m) est la distance horizontale entre le lieu considéré et la crête de l'obstacle
- z (m) est la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au lieu considéré (site d'implantation)
- S_{max}, α et K_{red} sont des coefficients donnés dans le tableau 2.6 du DTR en fonction de la forme de l'obstacle et du rapport H/L.
- L_u et L_d respectivement la longueur du versant au vent et sous le vent.

- **Coefficient d'exposition C_e :**

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

Ce(z) est donné par la formule suivante :

$$Ce(z) = c_t^2(z) \times c_r^2(z) \times [1 + 7 \times I_v(z)]$$

Où :

- I_v (Z) est l'intensité de la turbulence donnée par l'équation suivante :

$$I_v = \frac{1}{c_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{Pour } z > z_{min}$$

$$I_v = \frac{1}{c_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} \quad \text{Pour } z \leq z_{min}$$

- Ct(z) est le coefficient de topographie.
- Cr(z) est le coefficient de rugosité.

La pression dynamique de pointe q_p (z_e), à la hauteur de référence z_e est donnée par la formule suivante (2.1. DTR « RNV 2013 ») :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times c_e(z) \qquad [N/m^2]$$

$q_{réf}$: est la pression dynamique de référence qui est calculé par la formule :

$$q_{réf} = 0.5 \times \rho_{air} \times V_{réf} \qquad [N/m^2]$$

Avec :

- $V_{réf}$ **:** est la vitesse de référence du vent :

Tableau III. 2 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

Zone	$V_{réf}$(m/s)
I	25
II	27
III	2
IV	31

- ρ_{air} est la masse volumique de l'air prise dans le cadre du DTR égale à 1.2kg/m^3.
- $q_{réf}$ (en N/m²) est aussi donnée par le tableau ci-dessous :

Tableau III. 3 : valeurs de la pression dynamique de référence

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

Pour les constructions temporaires (durée de vie inférieure à 5 ans), la pression de référence du tableau ci-dessus est réduite de 28 % (ce qui correspond à une réduction de 15% sur la vitesse de référence).

z_e (m) : la hauteur de référence qui est déterminée dont la figure ci-dessous :

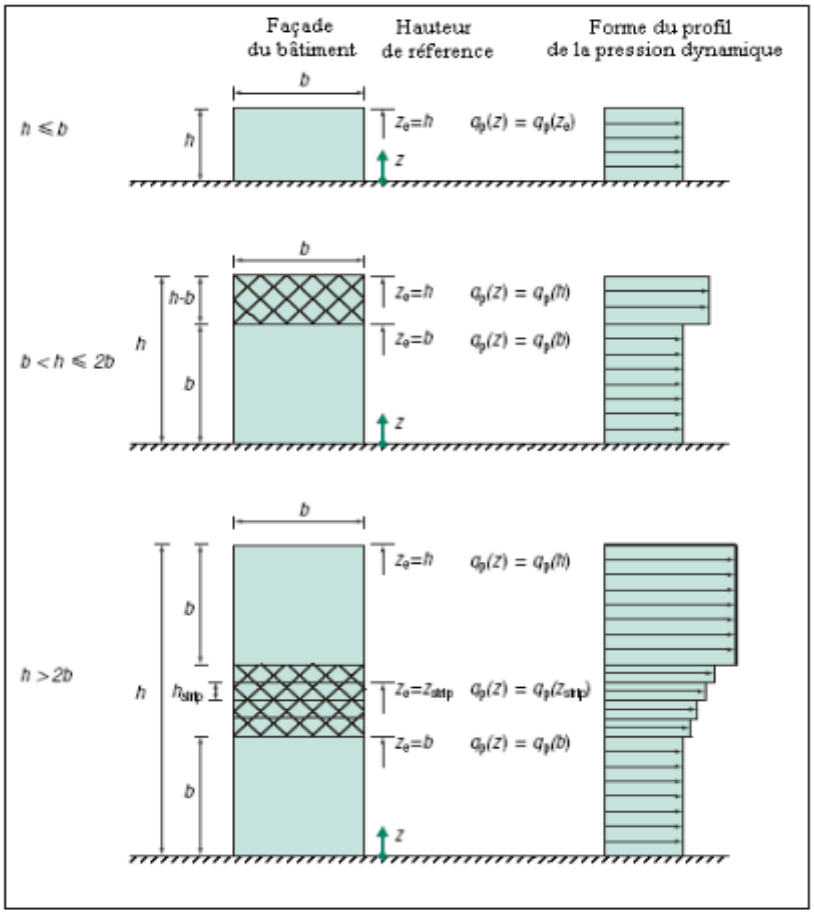


Figure III 1 : hauteur de référence

- **Pression due au vent :**

D'après le règlement «RNV2013», les pressions $\mathbf{q_z}$ sont estimées par la formule suivante :

$$q_z = C_d \times z_e \quad (N/m^2)$$

- **Hypothèses et convention de signe :**

Les pressions We (pression sur la face extérieure d'une paroi) et Wi (pression sur la face intérieure d'une paroi), ils sont comptées positivement s'il s'agit de surpression, et négativement s'il s'agit de dépression. Les pressions sont représentées par des vecteurs perpendiculaires aux parois, si le vecteur est orienté vers la paroi, il s'agit d'une surpression, sinon il s'agit d'une dépression, comme la montre la figure ci-après :

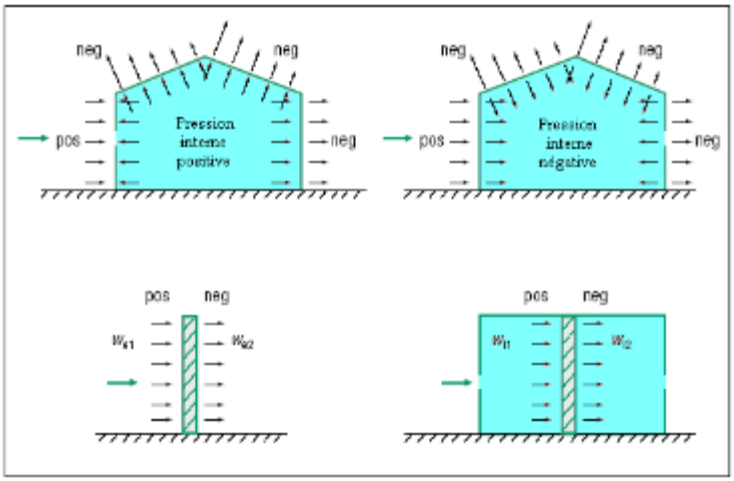


Figure III. 2 : Conventions pour la représentation des pressions sur les parois

- **Pression aérodynamique :**

La pression aérodynamique W (z_e) agissant sur une paroi est obtenue à l'aide des formules suivantes :

- Si une face de la paroi est intérieure à la construction, et l'autre extérieure

$$w(z_e) = qp(ze) \times [Cpe - Cpi] \qquad [N/m^2]$$

- Si les deux faces de la paroi sont extérieures (cas éléments isolés tel que parapet) :

$$W\ (ze) = q(ze) \times\ Cpe(z) \qquad [N/m^2\ ]$$

- Si les deux faces de la paroi sont à intérieures :

$$W\ (ze) = q(ze) \times\ [Cpi,_1 -\ Cpi,_2\ ] \qquad [N/m^2\ ]$$

- **Construction à base rectangulaire :**

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour les surfaces chargées de 1 m^2 et 10 m^2, auxquelles correspondant les coefficients de pression notés respectivement C_{pe1} et C_{pe10}

La valeur de Cpe s'obtient à partir des formules suivantes :

$$Cpe = Cpe_1 \; \boldsymbol{si} : \; \boldsymbol{S \leq 1m^2}$$

$$Cpe = Cpe_1 + (Cpe_{10} - Cpe_1) \times log_{10}(S) \; \boldsymbol{si} : \; \boldsymbol{1m^2} < S < 10\, m^2$$

$$Cpe = Cpe_{10} \boldsymbol{si} : \; \boldsymbol{S \geq 10\, m^2}$$

- **Coefficients de pression intérieure Cpi :**

Le coefficient de pression intérieure dépend du type de construction et de ses ouvertures par rapport à la direction du vent.

Une face d'un bâtiment est considérée comme dominante lorsque l'aire des ouvertures dans la dite face est au moins égale à deux fois l'aire des ouvertures dans les autres faces.

Dans le cas d'un bâtiment ayant une face dominante le coefficient de pression intérieur est donné par :

- $Cp_i = 0.75\ Cp_e$; lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est égale à deux fois l'aire des ouvertures dans les autres faces.
- Cpi = 0.90Cpe ; lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est au moins égale à trois fois l'aire des ouvertures dans les autres faces.

Cp_e étant la valeur du coefficient de pression extérieure au niveau des ouvertures de la face dominante.

Pour le projet étudié dans ce mémoire, y a pas des ouvertures donc il y a pas de face dominante. Pour les bâtiments sans face dominante le coefficient de pression intérieure Cp_i est déterminé à partir de l'abaque donné par la figure ci-dessous 14en fonction de (h) la hauteur du bâtiment, (d) la profondeur du bâtiment et (μ_p) l'indice de perméabilité donnée par la formule suivante :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } cp_e<0}{\sum \text{des surfaces de toutes ouverture}}$$

L'abaque :

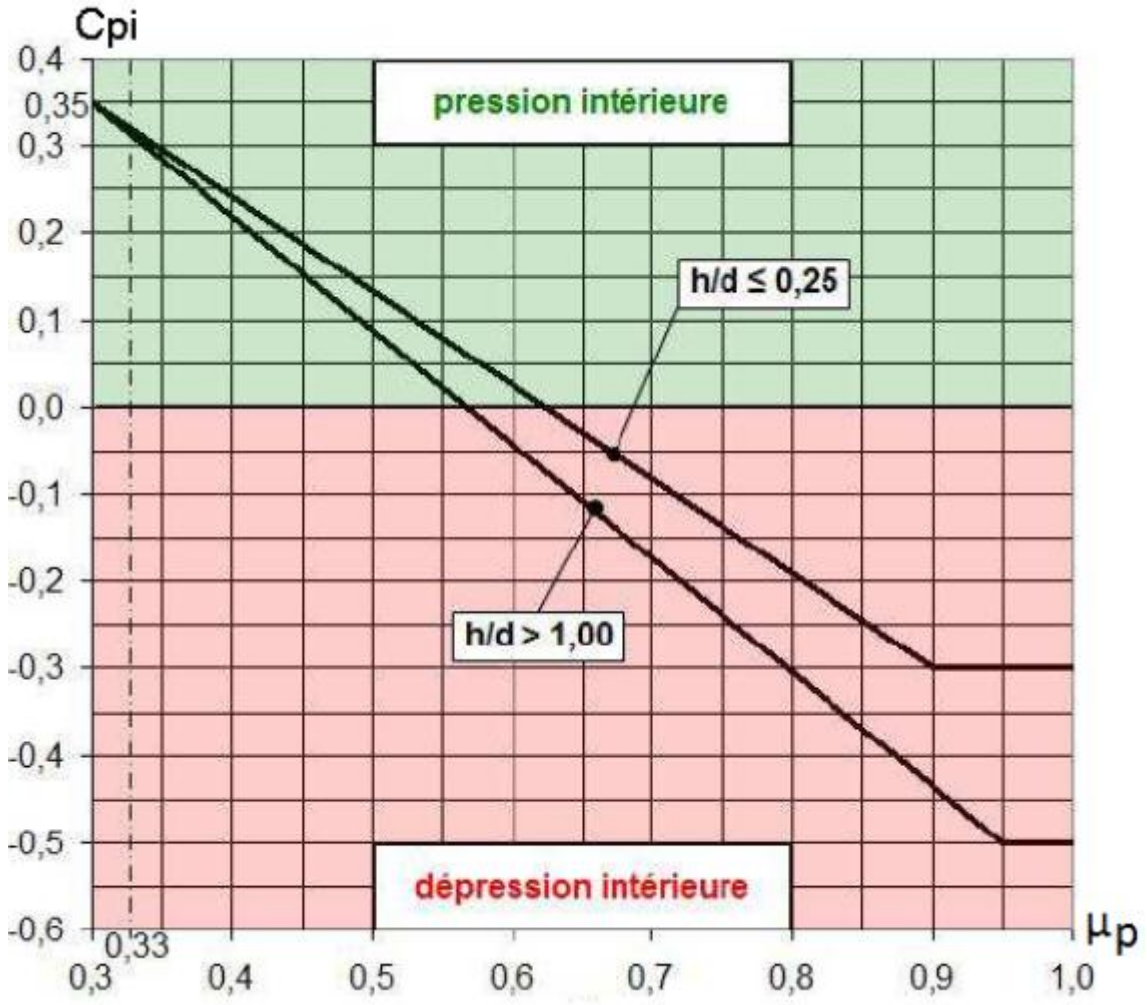


Figure III. 4 : Coefficient de pression intérieure Cpi des bâtiments sans face dominante

Une interpolation linéaire est admise pour des valeurs du rapport hauteur sur profondeur (h/d) entre 0.25 et 1.

III.2 Force de frottement :

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie **I** pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent. Les effets de frottements du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

D'après le DTR « RNV2013 » La force de frottement est donnée par :

$$Ffr = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr}$$

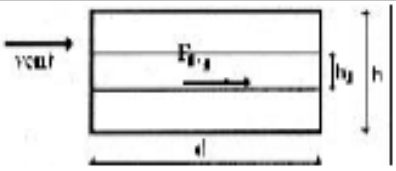
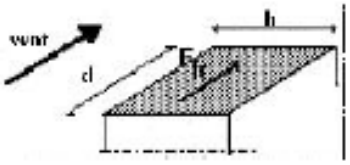
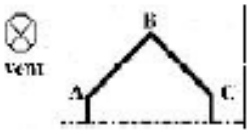
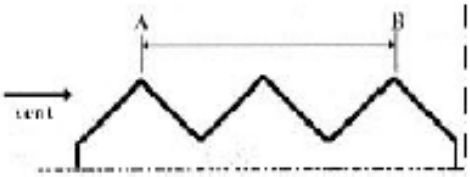
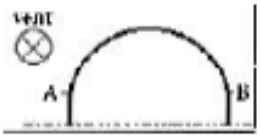
Où :

- C_{fr} : est le coefficient de frottement donné par tableau (III.4)16 ci-dessous
- A_{fr} : est l'aire de la surface extérieure parallèle au vent donné par tableau (III.5) ci-dessous :

Tableau III. 3 : valeurs des coefficients de frottement

Etat de surface	**Coefficient de frottement** c_{fr}
Lisse (acier, béton lisse, ondulations parallèles au vent, paroi enduite, etc.)	0.01
Rugueux (béton rugueux, paroi non enduite, etc.)	0.02
Très rugueux (ondulations perpendiculaires au vent, nervures, plissements, etc.)	0.04

Tableau III. 4 : Aire de frottement A_{fr}

Type de paroi	Schéma	S_{fr} ou $S_{fr,j}$ (en m²)
Paroi verticale		$S_{fr,j} = d \times h_j$ $S_{fr} = d \times h$
Toiture plate ou couverture		$S_{fr} = d \times b$
Toiture à deux versants Vent parallèle aux génératrices		S_{fr} = (longueur ABC du développé) × d
Toiture à versants multiples-Toiture en sheds Vent parallèle aux génératrices		S_{fr} = (somme des longueurs des développés de la toiture) × d
Toiture à versants multiples - Toiture en sheds Vent perpendiculaire aux génératrices		S_{fr} = (longueur AB) × d AB est la longueur projetée en plan de la toiture sans considérer le premier et le dernier versant
Toiture en forme de voûte Vent parallèle aux génératrices		S_{fr} = (longueur de l'arc AB) × d

III.3 calcul de q_p :

$$q_p(ze) = q_{réf} \times c_{e(z)}$$

- **Zone du vent** : **I**

$$q_{réf} = 375\ N/m^2$$

$$h = 6.845m < 15m$$

➡ $C_d = 1$

D'après le paragraphe 3.2 du DTR « RNV 2013 » la valeur conservative de **C_d=1** peut être prise dans notre cas (le cas étudié est un hangar dont la hauteur est inférieure à 15m).

- **Catégorie du terrain** : **III**

$$K_T = 0.215$$

$$z_{min} = 5m$$

$$z_0 = 0.3$$

$$\varepsilon = 0.61$$

- **Détermination de $C_e(t)$:**

$$Ce(z) = c_t^2(z) \times c_r^2(z) \times [1 + 7 \times I_v(z)]$$

Terrain plat :

➡ $C_t = 1$

$$z_{min} = 5m \leq z = 6.845m \leq 200\ m$$

$$c_{r(z)} = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.215 \times \ln\left(\frac{6.845}{0.3}\right)$$

➡ $c_r(z) = 0.6724$

$$z = 6.845m > z_{min} = 5m$$

$$I_v = \frac{1}{c_t(z) \times \ln(\frac{z}{z_0})} = \frac{1}{1 \times \ln(\frac{6.845}{0.3})}$$

➡ $I_v = 0.3197$

➡ $Ce(z) = 1^2 \times 0.6724^2 \times [1 + 7 \times 0.3197]$

➡ $c_e(z) = 1.4639$

D'où la pression dynamique est : $q_p(ze) = 375 \times 1{,}4639 = 436.5 \frac{N}{m^2}$

III.3.1 Vent perpendiculaire au pignon(θ = 90°) V_1

III.3.1.1 Détermination des coefficients de pression extérieure :

a) **Parois verticales :**

$Ze = h = 6.845\ m\ , d = 48m\ , b = 13m$

$e = min\ (b\ ;\ 2h) = min\ (13\ ;\ 2 \times 6.845) \rightarrow e = 13m < d = 48m$

zone A $\rightarrow \frac{e}{5} = 2.6\text{m}$

zone B $\rightarrow \frac{4e}{5} = 10.4\ \text{m}$

zone C $\rightarrow \text{d} - \text{e} = 35\ \text{m}$

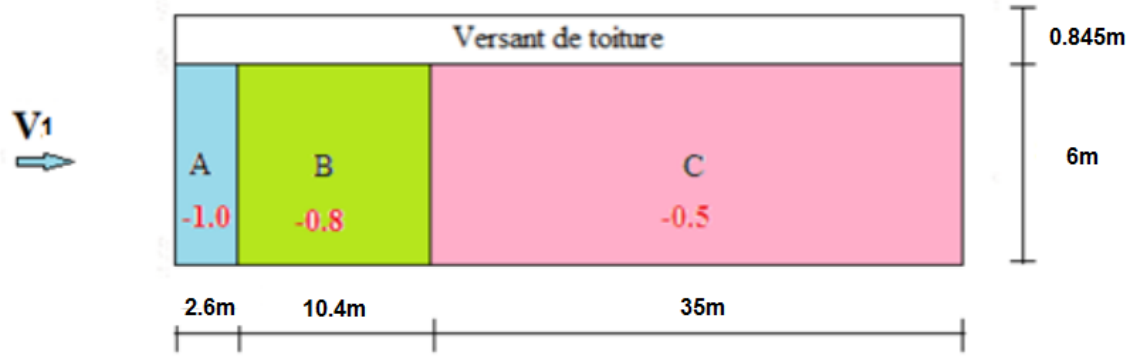


Figure III.5 : parois verticales selon pignon

- **Calculs des surfaces :**

$S_A = 15.6\ \text{m}^2$; $S > 10\ m^2$ ...Avec :$Cpe = Cpe_{10}$

$S_B = 62.4\ m^2$; $S > 10\ m^2$ ... Avec :$Cpe = Cpe_{10}$

$S_C = 210\ m^2$; $S > 10\ m^2$ .... Avec :$Cpe = Cpe_{10}$

$S_D = 288m^2$; $S > 10\ m^2$ .....Avec :$Cpe = Cpe_{10}$

Toutes les surfaces sont supérieures à 10 m² donc les valeurs des coefficient de pression à prendre en compte sont les valeurs des Cpe_{10} dans le tableau suivant :

Tableau III. 5 : Coefficients de pression extérieure des parois verticales

Zone	A	B	C	D	E
$Cp_e=cp_{e10}$	-1	-0.8	-0,5	+0,8	-0.3

b) Toiture a deux versants :

$$\tan^{-1}\left(\frac{0.845}{6.5}\right) = 7.40°$$

$\frac{e}{10} = 1.3\text{m}$, $\frac{e}{4} = 3.25\text{ m}$, $\frac{e}{2} = 6.5\text{ m}$

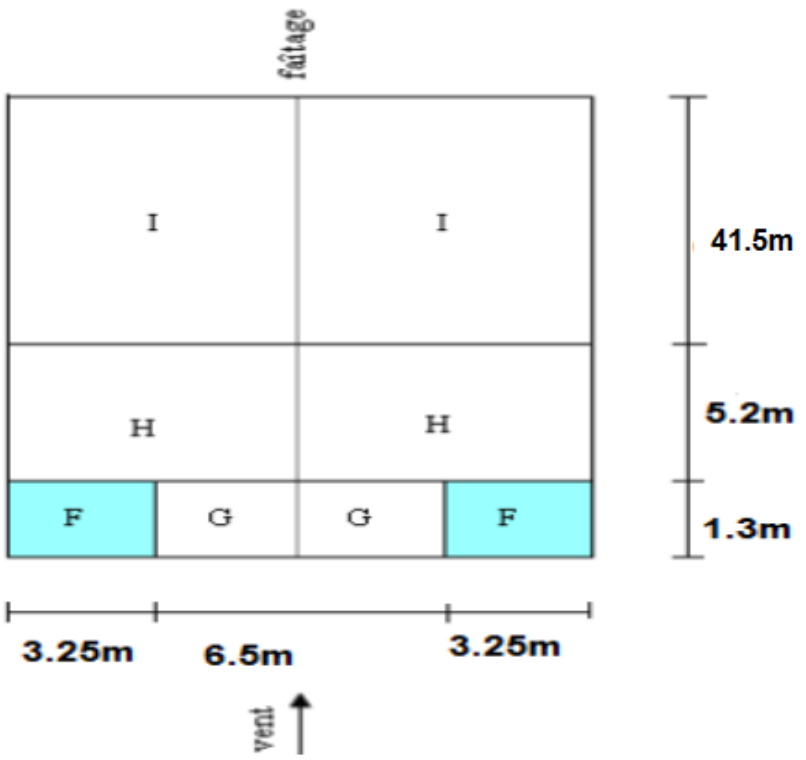


Figure III. 6 : Toiture à deux versants selon le sens longitudinal.

- **Calculs des surfaces :**

$S_F = 4.212\text{m}^2;\ \ 1m^2 < S < 10\ m^2$

Avec :$Cpe = Cpe_1 + (Cpe_{10} - Cpe_1) \times log_{10}(S)$

$S_H = 42{,}25m^2\ ;\ S > 10\ m^2$Avec : $Cpe = Cpe_{10}$

$S_I = 269.75\ m^2\ ;\ S > 10\ m^2$Avec : $Cpe = Cpe_{10}$

$S_G = 4{,}238\text{m}^2$; $1m^2 < S < 10\ m^2$

Avec :$Cpe = Cpe_1 + (Cpe_{10} - Cpe_1) \times log_{10}(S)$

En utilisant les deux tableaux de toiture à deux versants :

Tableau III. 6 Coefficients de pression extérieure de toiture à deux versants selon le sens Longitudinal du vent

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1.76	-1.56	-0.68	-0.57

III.3.1.2.Détermination des coefficients de pression intérieur :

$$\mu_p = \frac{\sum des\ surfaces\ des\ ouvertures\ ou\ cp_e<0}{\sum des\ surfaces\ de\ toutes\ ouverture}$$

<u>Ouvertures sur le pignon avant :</u>

- Une ouverture de $4.533m \times 4.005m$

La face dominante est sous le vent.
Coefficient de pression extérieure de la face dominante :

Cpe = +0.8

On est dans le cas d'un bâtiment ayant une face dominante alors le coefficient de pression intérieure est donné par la formule suivante :

A1 ≥ 3A2 avec :

A1 : aire des couvertures de la face dominante.

A2 : aire des couvertures dans les autres faces du bâtiment.

A1= 4,533×4,005= 18,15m^2 et A2=0

A1= 18,15 ≥ 3A2=0

$C_{pi} = 0.9C_{pe}$ ➡ $C_{pi} = 0.90 \times (0.8)$ ➡ $C_{pi} = +0.72$

III.3.1.3 Détermination de la pression aérodynamique sur les surfaces :

$$w(z_e) = q_p(ze) \times [Cpe - Cpi] \qquad [N/m^2]$$

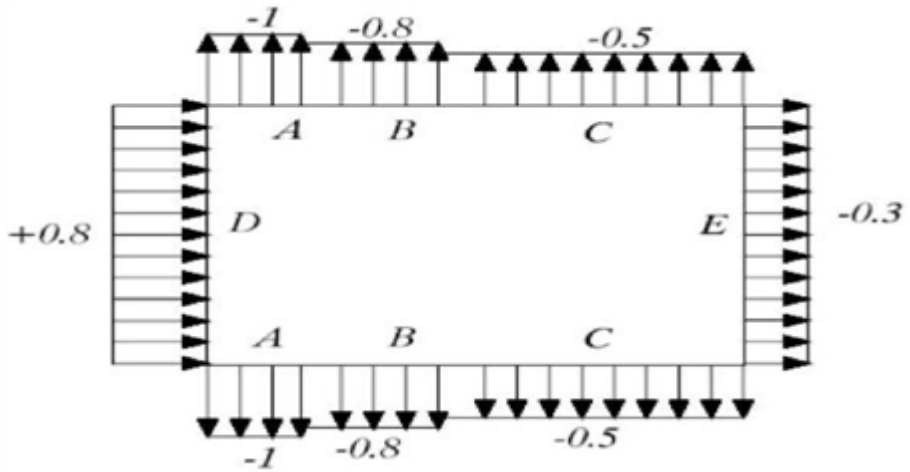


Figure III. 7 : Distribution des pressions sur les parois verticales (vent longitudinal)

- **toiture a deux versants :**

Tableau III.8 : Valeurs des coefficients de pression extérieure de la toiture Le sens du vent perpendiculaire au pingon.

Zone	q_p(z)N/m²	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	W(z) N/m²
A	436.5	-1	+0.72	-1.72	-750.78
B	436.5	-0.8	+0.72	-1.52	-663.48
C	436.5	-0.5	+0.72	-1.22	-532.53
D	436.5	+0.8	+0.72	+0.08	+034.92
E	436.5	-0.3	+0.72	-1.02	-445.23
F	436.5	-1.76	+0.72	-2.48	-1082.52
G	436.5	-1.56	+0.72	-2.28	-995.22
H	436.5	-0.68	+0.72	-1.40	-611.10
I	436.5	-0.57	+0.72	-1.29	-563.08

III.3.2Vent perpendiculaire à la génératrice : (θ = 0°) V_2

III.3.2.1 Détermination des coefficients de pression extérieure :

a) <u>Parois verticales :</u>

$z_e = h = 6.845\ m, d = 13m\ ,\ b = 48m$

$e = min\,(b\,;\ 2h) = min\,(48\,;\ 2 \times 6.845) \rightarrow\ e = 13.69m > d = 13m$

zone A $\rightarrow \frac{e}{5} = 2.738$ m

zone B $\rightarrow d - \frac{e}{5} = 10.262$ m

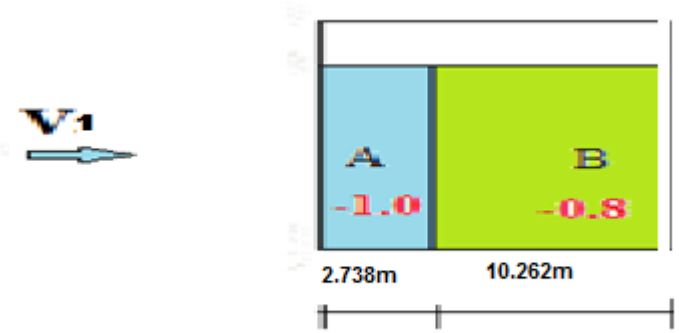


Figure III. 8 : parois verticales (vent selon le long-pan)

- **Calculs des surfaces :**

$S_A = 6 \times 2.738 = 16.428\ m^2$

$S_B = 6 \times 10.262 = 61.572\ m^2$

·Toutes les surfaces sont supérieures à 10 m² donc les valeurs des coefficients de pression à prendre en compte sont les valeurs des Cpe_{10} dans le tableau suivant :

Tableau III. 10 : Coefficients de pression extérieure des parois verticales selon le sens Transversal du vent

Zone	A	B
$Cp_e = cp_{e10}$	-1	-0.8

b) Toiture a deux versants :

Calcul de l'angle α :

$$\tan^{-1}\left(\frac{0.845}{6.5}\right) = 7.40°$$

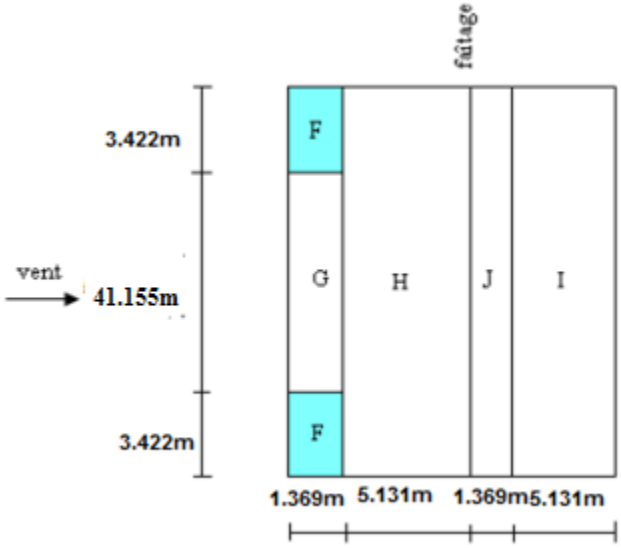


Figure III. 9 : Toiture à deux versants selon le sens transversal.

- **Calculs des surfaces :**

$s_F = 4.68\ m^2$; $1m^2 < S < 10\ m^2$

Avec : $Cpe = Cpe_1 + (Cpe_{10} - Cpe_1) \times log_{10}(S)$

$S_G = 72.77\ m^2$; $S > 10\ m^2$ … Avec : $Cpe = Cpe_{10}$

$S_H = 307.86\ m^2$; $S > 10\ m^2$….Avec : $Cpe = Cpe_{10}$

$S_J = 82.14\ m^2$; $S > 10\ m^2$…Avec : $Cpe = Cpe_{10}$

$S_I = 307.86 m^2$; $S > 10\ m^2$ …Avec :$Cpe = Cpe_{10}$

Tableau III. 11 : Coefficients de pression extérieure de toiture à deux versants Selon le sens transversal du vent

Zone	F	G	H	J	I
Cpe	-1.80	-1.10	-0.53	-0.70	-0.55
	-1.33	-0.90	-0.41	+1.71	

III.3.2.2.Détermination des coefficients de pression intérieur :

$$\mu_p = \frac{\sum des\ surfaces\ des\ ouvertures\ ou\ cp_e<0}{\sum des\ surfaces\ de\ toutes\ ouverture}$$

Coefficient de pression extérieure de la face dominante :

$$\boldsymbol{Cpe(\ moyen)} = \frac{(-1.0\times16.428)+(-0.8\times61.572)}{(16.428+61.572)} = -0.84$$

On est dans le cas d'un bâtiment ayant une face dominante alors le coefficient de pression intérieure est donné par la formule suivante :

$A_1 \geq 3A_2$ avec :

A_1 : aire des couvertures de la face dominante.

A_2 : aire des couvertures dans les autres faces du bâtiment.

$A_1 = 4{,}533\times4{,}005 = 18{,}15m^2$ et $A_2=0$

$A_1 = 18,15 \geq 3A_2=0$

$C_{pi} = 0.90C_{pe}$

$C_{pi} = 0.90 \times (-0.84)$ ➡ $C_{pi} = -0.76$

III.3.2.3 Détermination de la pression aérodynamique sur les surfaces :

$$w(z_e) = qp(ze) \times [Cpe - Cpi] \qquad [N/m^2]$$

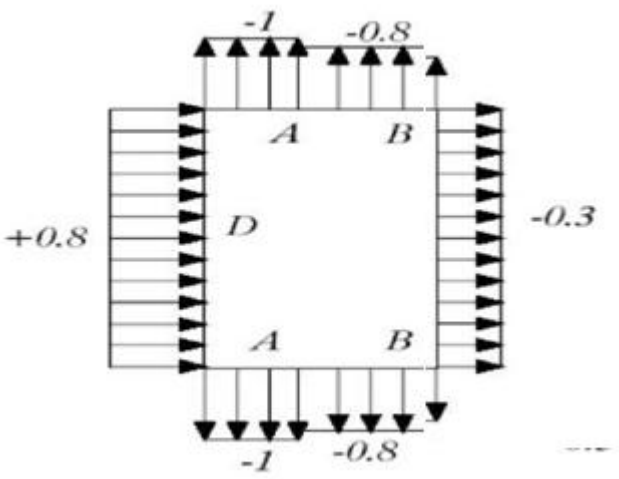


Figure III. 10 : Distribution des pressions sur les parois verticales

Toiture a deux versants :

Tableau III.12 : Valeurs des Coefficients de pression extérieure de la toiture selon le sens du vent perpendiculaire au long-pan.

Zone	q_p(z)N/m²	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	W(z) N/m²
A	436.5	-1	-0.76	-0.24	-104.76
B	436.5	-0.8	-0.76	-0.04	-017.46
D	436.5	+0.8	-0.76	+1.56	+680.94
E	436.5	-0.3	-0.76	+0.46	+200.80
F	436.5	-1.80	-0.76	-1.04	-453.96
		-1.33		-0.57	
G	436.5	-1.10	-0.76	-0.34	-148.41
		-0.90		-0.14	
H	436.5	-0.53	-0.76	+0.23	+510.70
		+0.41		+1.17	
J	436.5	-0.70	-0.76	+0.06	+1078.15
		+1.71		+2.47	
I	436.5	-0.55	-0.76	+0.21	+091.66

- **Le cas où le portail est fermé :**

$\mu_p = 0$ ➡ $C_{pi} = +0.2$ et $C_{pi} = -0.3$

Tableau III.13 : Valeurs des coefficients de pression extérieure de la toiture Le sens du vent perpendiculaire au pignon.

Zone	q_p(z)N/m²	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	W(z) N/m²
A	436.5	-1	+0.2	-1.20	-523.80
B	436.5	-0.8	+0.2	-1.00	-436.50
C	436.5	-0.5	+0.2	-0.70	-305.60
D	436.5	+0.8	+0.2	+0.60	+261.90
E	436.5	-0.3	+0.2	-0.50	-218.30
F	436.5	-1.76	+0.2	-1.96	-855.54
G	436.5	-1.56	+0.2	-1.76	-768.20
H	436.5	-0.68	+0.2	-0.88	-384.10
I	436.5	-0.57	+0.2	-0.77	-336.10

Tableau III.14 : Valeurs des coefficients de pression extérieure de la toiture Le sens du vent perpendiculaire au pignon.

Zone	q_p(z)N/m²	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	W(z) N/m²
A	436.5	-1	-0.3	-0.70	-305.50
B	436.5	-0.3	-0.8	-0.50	-218.25
C	436.5		-0.5	-0.20	-087.30
D	436.5	+0.8	-0.3	+1.10	+480.11
E	436.5	-0.3	-0.3	+0.00	+000.00
F	436.5	-1.76	-0.3	-1.46	-637.29
G	436.5	-1.56	-0.3	-1.26	-549.94
H	436.5	-0.68	-0.3	-0.38	-165.85
I	436.5	-0.57	-0.3	-0.27	-117.84

Tableau III.15 : Valeurs des Coefficients de pression extérieure de la toiture selon le sens du vent perpendiculaire au long-pan.

Zone	q_p(z)N/m²	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	W(z) N/m²
A	436.5	-1	+0.2	-1.20	-523.80
B	436.5	-0.8	+0.2	-1.00	-436.50
D	436.5	+0.8	+0.2	+0.6	+261.90
E	436.5	-0.3	+0.2	-0.50	-218.25
F	436.5	-1.80	+0.2	-2.00	-873.00
		-1.33		-1.53	
G	436.5	-1.10	+0.2	-1.30	-567.45
		-0.90		-1.10	
H	436.5	-0.53	+0.2	-0.73	-436.50
		+0.41		+0.21	
J	436.5	-0.70	+0.2	-0.90	+659.11
		+1.71		+1.51	
I	436.5	-0.55	+0.2	-0.75	-327.37

Tableau III.16 : Valeurs des Coefficients de pression extérieure de la toiture selon le sens du vent perpendiculaire au long-pan.

Zone	q_p(z) daN/m²	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	W(z) daN/m²
A	436.5	-1	-0.30	-0.70	-305.55
B	436.5	-0.8	-0.30	-0.50	-218.25
D	436.5	+0.8	-0.3	+1.10	+480.15
E	436.5	-0.3	-0.3	+0.00	+0.00
F	436.5	-1.80	-0.30	-1.50	-654.75
		-1.33		-1.03	
G	436.5	-1.10	-0.30	-0.80	-349.20
		-0.90		-0.60	
H	436.5	-0.53	-0.30	-0.23	+309.91
		+0.41		+0.71	
J	436.5	-0.70	-0.30	-0.40	+877.36
		+1.71		+2.01	
I	436.5	-0.55	-0.30	-0.25	-109.10

III.4 Forces de frottement :

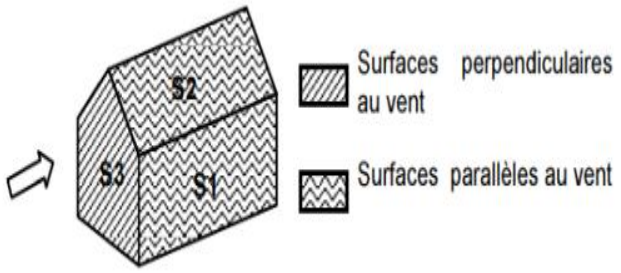
$$\Sigma\ des\ surfaces\ parallèle\ au\ vent \leq 4 \times \Sigma\ des\ surfaces\ perpendiculaire\ au\ vent.$$

$$S_1 + S_2 = (48 \times 6) + \left(48 \times \frac{6.5}{\cos 7.40°}\right) = 603m^2.$$

$$S_3 = (13 \times 6) + (13 \times 6.5 \tan(7.40°)/2) = 83.5m^2$$

$$4S_3 = 4 \times 83.5 = 334m^2$$

$S_1 + S_2 > 4S_3 \rightarrow$ La force de frottement n'est pas négligée.



III.4.1 Calcul de l'aire de frottement :

Min (2b, 4h) =Min (2×13, 4×6.845)=26m

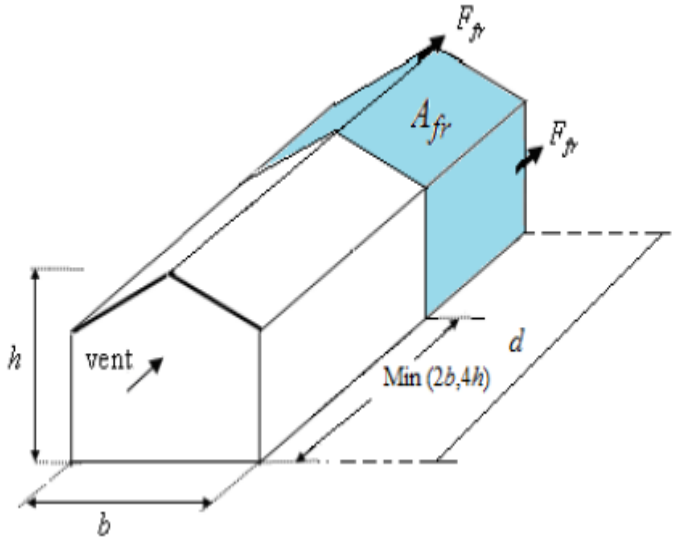


Figure III.11 : la surface de frottement.

$$A_{fr} = \left(\left(\frac{13}{\text{Cos}7.40°}\right) + (6 \times 2)\right) \times (48 - 26) = 552.4 \text{ m}^2$$

On prendra le cas d'un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent ($C_{fr} = 0.04$).

$$F_{fr} = 436.5 \times 0.04 \times 552.4 = 9645\ N = 964.5 daN.$$

III.4.2 Calcul de la pression aérodynamique du vent :

La pression aérodynamique du vent W(z) est donnée par la formule suivante :

$$w(z) = q_p(z) \times (C_{pe} \times C_{pi}) \quad daN/m^2$$

✓ **Direction du vent V1 :**

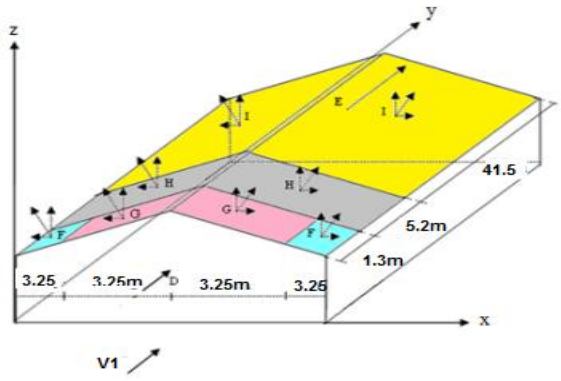


Figure III.12 : les forces de frottement sens longitudinale.

a)-Parois verticales

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

Tableau III.17 : pressions sur les parois verticales-direction du vent V1.

Zone	q_p(z) daN/m²	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	W(z) daN/m²
A	43.65	-1	+0.72	-1.72	-75.078
B	43.65	-0.8	+0.72	-1.52	-66.348
C	43.65	-0.5	+0.72	-1.22	-53.253
D	43.65	+0.8	+0.72	+0.08	+03.492
E	43.65	-0.3	+0.72	-1.02	-44.523

b)-Versants de la toiture :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après : Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau III.18 : pressions sur les versants de toiture direction du vent V1 :

Zone	q_p(z) daN/m²	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	W(z) daN/m²
F	43.65	-1.76	+0.72	-2.48	-108.252
G	43.65	-1.56	+0.72	-2.28	-99.522
H	43.65	-0.68	+0.72	-1.40	-61.110
I	43.65	-0.57	+0.72	-1.29	-56.308

$F_w = \sum W(z) \times A_{ref} + \sum F_{fr}$ Avec : $F_{fr} = 964.5 daN$

Tableau III.18 : les valeurs des et verticales composantes horizontales de l'action du vent.

zone	Composante horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	$3.492 \times [13 \times 6 + 13 \times 6.5 \tan 7.40°/2] = 354.4 \rightarrow$	0
E	$44.523 \times [13 \times 6 + 13 \times 6.5 \tan 7.40°/2] = 4518.52 \rightarrow$	0
F_1	0	$108.252 \times (3.25 \times 1.3) = 437.4 \uparrow$
F_2	0	$108.252 \times (3.25 \times 1.3) = 437.4 \uparrow$
G	0	$99.522 \times (6.5 \times 1.3) = 841 \uparrow$
H	0	$61.11 \times (13 \times 5.2) = 4131.04 \uparrow$
I	0	$56.308 \times (13 \times 41.5) = 30378.2 \uparrow$
F_{fr}	$964.5 \rightarrow$	0
	$F_{wy} = 5837.42$	$F_{wz} = 36225.04$

III.4.3 Calcul de la stabilité d'ensemble :

III.4.3.1 Stabilité longitudinale :

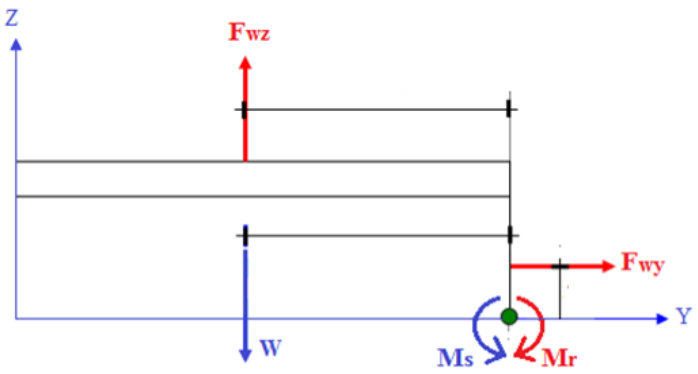


Figure III.13 : la stabilité longitudinale.

- **Calcul du moment de renversement :**

$M_r = F_{wy} \times \frac{h}{2} + F_{wz} \times \frac{d}{2}$ Avec : h (hauteur totale).

$$M_r = 5837.42 \times \frac{6.845}{2} + 36225.04 \times \frac{48}{2} = 889379.53 daN.m$$

- **Calcul du moment stabilisant :**

$M_s = W \times d/2$ Avec :

W=50daN/m² : poids approximatif par m² de la surface en plan du bâtiment.

W=50×48×13=31200daN.

$M_s = 31200 \times \frac{48}{2} = 748800 daN.$

$M_r > M_s \rightarrow$ la stabilité au vent dans le sens longitudinal n'est pas vérifiée.

- **Direction du vent V2 :**

a)-Parois verticales :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau III.19 : pression sur les parois verticales.

Zone	q_p(z)N/m²	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	W(z) N/m²
A	436.5	-1	-0.76	-0.24	-104.76
B	436.5	-0.8	-0.76	-0.04	-017.46
D	436.5	+0.8	-0.76	+1.56	+680.94
E	436.5	-0.3	-0.76	+0.46	+200.80

b)-Versants de toiture :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau III.20 : pression sur toiture-direction du vent V2.

Zone	q_p(z)N/m²	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	W(z) N/m²
F	436.5	-1.80	-0.76	-1.04	-453.96
		-1.33		-0.57	
G	436.5	-1.10	-0.76	-0.34	+541.26
		-0.90		+1.24	
H	436.5	-0.53	-0.76	+0.23	+510.70
		+0.41		+1.17	
J	436.5	-0.70	-0.76	+0.06	+1078.15
		+1.71		+2.47	
I	436.5	-0.55	-0.76	+0.21	+091.66

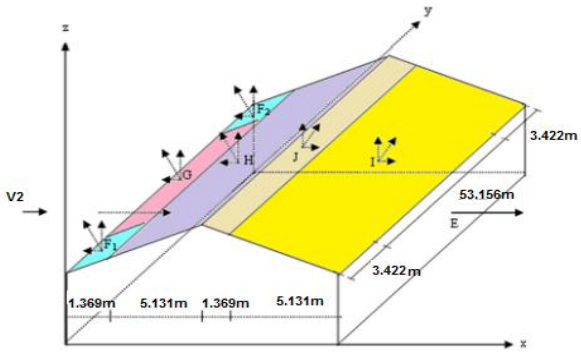


Figure III.14 : les forces de frottement sens transversale.

a)-Composante horizontale :

$$F_{wx} = W(z) \times \sin\alpha \times A_{ref} = W(z) \times \sin\alpha \times \frac{e}{4} \times \frac{e/_{10}}{\cos\alpha}$$

$$F_{wx} = W(z) \times \frac{e}{4} \times \frac{e}{10\tan\alpha}$$

b)-Composante verticale :

$$F_{wz} = W(z) \times \cos\alpha \times A_{ref} = W(z) \times \cos\alpha \times \frac{e}{4} \times \frac{e/_{10}}{\cos\alpha}$$

$$F_{wx} = W(z) \times \frac{e}{4} \times \frac{e}{10}$$

Tableau III.21 : les valeurs des et verticales composantes horizontales de l'action du vent.

zone	Composante horizontale (daN)	Composante verticale (daN)
D	$68.094 \times [48 \times 6]$ =19611.1	0
E	$68.094 \times [48 \times 6] = 19611.1$	0
F_1	$45.396 \times [1.369 \times 3.422 \tan 7.40°] = 27.62$	$45.369 \times (1.369 \times 3.422)$ =212.54
F_2	$45.396 \times [1.369 \times 3.422 \tan 7.40°] = 27.62$	$45.369 \times (1.369 \times 3.422)$ =212.54
G	$54.126 \times [1.369 \times 53.156 \tan 7.40°] = 511.56$	$54.126 \times (1.369 \times 53.156) = 3938.8$
H	$51.07 \times [48 \times 5.131 \tan 7.40°]$ =1633.6	$51.07 \times (48 \times 5.131)$ =12578
I	$9.166 \times [48 \times 5.131 \tan 7.40°] = 293.2$	$9.166 \times (48 \times 5.131)$ =2257.5
J	$45.396 \times [48 \times 1.369 \tan 7.40°] = 387.4$	$45.396 \times (48 \times 1.369)$ =2852
	$F_{wx} = 2881$	F_{wz} =22051.4

III.4.3.2 la stabilité transversale :

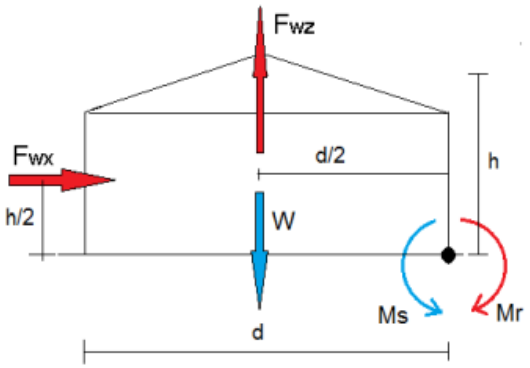


Figure III.15 : la stabilité transversale.

- **Calcul du moment de renversement :**

$M_r = F_{wx} \times \frac{h}{2} + F_{wz} \times \frac{d}{2}$ Avec : h (hauteur totale).

$M_r = 2881 \times \frac{6.845}{2} + 22051.4 \times \frac{13}{2} = 153194.3 daN.m$

- **Calcul du moment stabilisant :**

$M_s = W \times d/2$ Avec :

W=50daN/m² : poids approximatif par m² de la surface en plan du bâtiment.

W=50×48×13=31200daN.

$M_s = 31200 \times \frac{13}{2} = 202800 daN.$

$M_r < M_s \rightarrow$ la stabilité au vent dans le sens transversale est vérifiée.

III.5 Étude de la neige :

Les surcharges de la neige doivent être calculées pour toutes les surfaces situées au-dessus du sol susceptibles de supporter une accumulation de neige notamment sur les toitures, on applique les règles du **RNV 2013**car le projet se situe à une altitude inférieure à 2000 m.

III.5.1 Donnée du terrain :

- Altitude : 0 m (au niveau de la mer)
- Zone de neige : Zone B

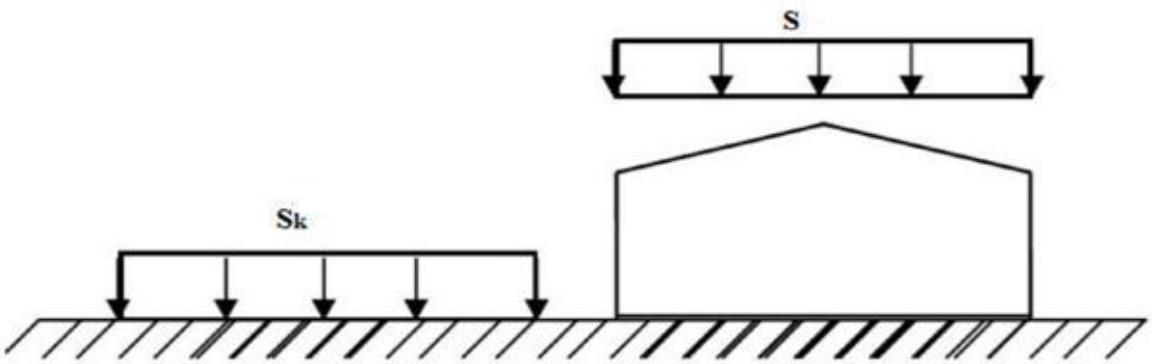


Figure III.16 : représentation des charges statiques de neige sur la toiture et le sol.

III.5.2 Calcul des charges de neige :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface s'obtient par la formule20 suivante :

$$S = \mu \times S_k \ (kN/m^2)$$

- **S_k** : C'est la charge de la neige sur le sol donné dans le DTR en fonction de l'altitude H (m) du site considéré.

- **μ** : est le coefficient d'ajustement des charges21, donné dans le DTR en fonction de la forme de la toiture.

III.5.3 Charge de la neige sur le sol :

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

Pour la zone B, la charge de la neige est donnée par :

$$Sk = \frac{0.04 \times H + 10}{100} = \frac{0.04 \times 0 + 10}{100} = 0.1 \text{ KN/m}^2$$

III.5.3.1 Coefficient de forme de la toiture :

Il est on fonction de la forme de la toiture.

Dans note cas le bâtiment a une toiture à deux versants avec une pente α de μ

0° ≤ α=7.40° ≤ 30°

D'où on aura le coefficient de pente : **μ=0.8** (Tableau 6.2, § 6.2.2.2, RNV2013)

III.5.3.2 Calcul des charges de neige sur la toiture :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture

Soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante μ

S = μ.S_k [kN/m2]

Application numérique :

S=0.8 X 0.1 = 0.08 KN/ m^2.

Chapitre IV : Pré-dimentionnement des éléments.

Introduction :

Les éléments secondaires d'un bâtiment sont des éléments de construction constituant essentiellement l'enveloppe de la structure, c'est-à-dire la toiture et les façades.

Le terme secondaire ne qualifie pas l'importance de l'élément, mais plutôt son ordre d'apparition dans le processus de la construction. En effet, les éléments secondaires sont aussi importants que les éléments primaires car ils peuvent influencer le choix de la structure porteuse principale et de ce fait, ils doivent être pris en considération dès le début de la conception globale.

Le but de ce chapitre est de dimensionner, calculer et vérifier :

- Les Pannes
- Les Lisses
- Les Liernes et Bretelle
- Les Potelets

IV.1 Étude des pannes :

Ce sont des profilés en I disposés sur la toiture parallèlement à la génératrice destinés à reprendre le poids de la couverture ainsi que les actions climatiques (vent, sable, neige).
Les pannes transmettent ces actions aux éléments structuraux qui les transmettent à leur tour aux fondations.

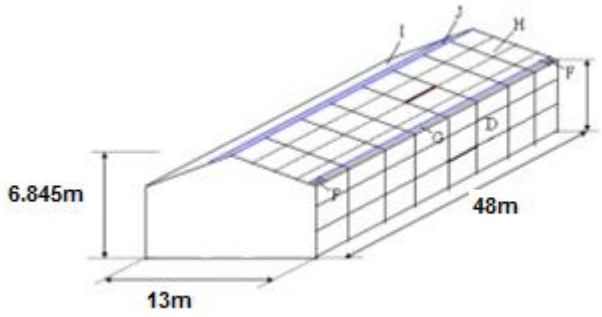


Figure IV. 1 : Représentation des éléments secondaire dans la structure

IV.1.1 Pré- dimensionnement :

IV.1.1.1 Vérifications :

Les pannes sont soumises à leurs poids propre à l'action du vent et de la neige
Elles doivent être vérifiées à :

- ✓ La flexion déviée
- ✓ L'effort tranchant (cisaillement).
- ✓ Déversement lors de la présence de moment négatif à l'ELU
- ✓ La flèche max à l'ELS.

Le règlement BC-22 prévoit une charge d'exploitation Q concentrée sur les pannes, elle ne doit pas être combinée avec l'action du vent et de la neige car on ne peut pas exécuter des travaux d'entretiens en présence de ces dernières.

IV.1.1.2 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement).

La valeur de l'effort tranchant *Vsd* dans chaque section doit satisfaire les conditions :

$V_{z.sd} \leq V_{plz.rd}$; $V_{y.sd} \leq V_{ply.rd}$

$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$; $V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$

Avec :

Av : Aire de cisaillement.

$Av_z = A - 2\,b\,t_f + (t_w + 2\,r) \times t_f$ (Pour les profiles en I).

$Av_y = 2\,b\,t_f$

IV.1.1.3 Vérification du moment fléchissant :

Les pannes étant des profilés en **IPE** elles sont donc de classe 1, et dans le cas de la flexion déviée, les éléments à section transversale de classe 1 et 2 doivent satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{ply.Rd} = Wpl_y \times \frac{fy}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{plZ.Rd} = Wpl_z \times \frac{fy}{\gamma_{M0}}$$

Avec :
M_{sd}: Moment sollicitant Max
$M_{ply.Rd}$: Moment plastique résistant
$W_{plz.Rd}$: Module plastique
.

IV.1.1.4 Stabilité au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité susceptible d'intervenir dans les pièces fléchies par rapport à leurs axes de forte inertie. Sous l'effet de la flexion une partie de la section est comprimée et l'autre partie est tendue, la zone comprimée tend à flamber latéralement dans la direction perpendiculaire au plan de flexion. Le déversement est accompagné d'une rotation des sections autour de l'axe longitudinal de la pièce. Cette rotation fera intervenir les caractéristiques de la rigidité à la torsion de la pièce.

Les éléments à section transversale de classe 1 et 2 doivent satisfaire la condition suivante :

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{Z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1.0$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}{}^2 - \lambda_{LT}{}^2)^{0.5}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5}\left[1 + \frac{1}{20}\left(\frac{L/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25}}$$

IV.1.1.5 Vérification de la flèche max :

La flèche verticale max doit vérifier la valeur limite recommandée par le règlement CCM97, pour le cas toiture en général :

$$f = \frac{5\ Qz.sd\ l^4}{384\ E\ Iy} \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

IV.2 Note de calcul :

L'espacement entre les pannes :

L'entre-axe entre les pannes $= \frac{b}{Cos(\alpha) \times \text{nombre des pannes}} = \frac{13}{Cos(7.40°) \times 12} = 1.248m$

Les pannes doivent reprendre les actions climatiques (vent et neige) et le poids de la couverture.

IV.2.1 Pré dimensionnement :

- **Les données :**

Déterminer la section optimale de la panne intermédiaire de longueur 6m entre-axe horizontal 1.1m, supportant les charges suivantes :

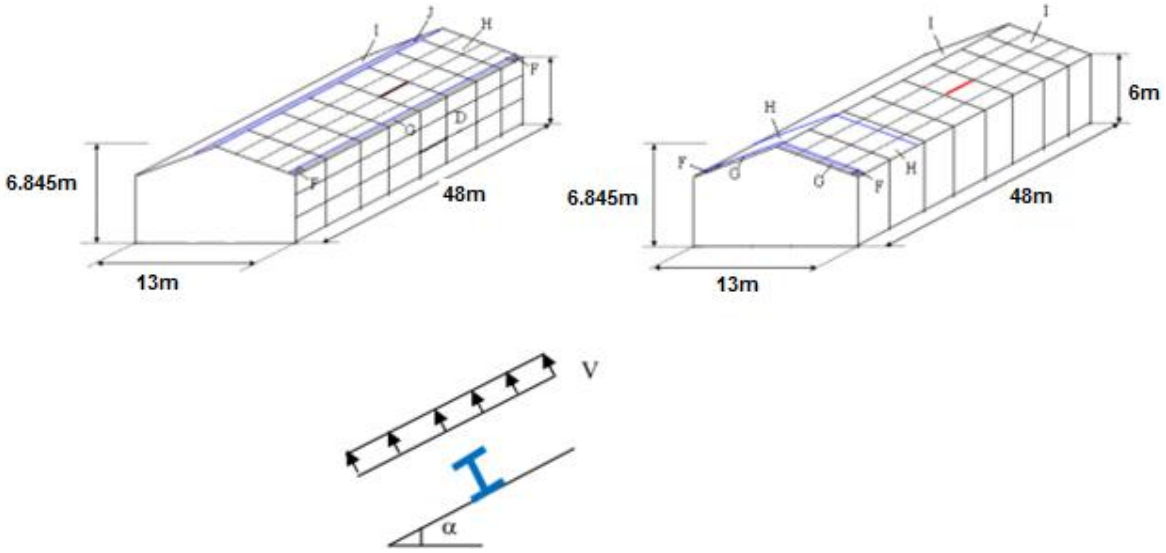
- Bardage **(TN40)** : 12.0kg/ m^2.
- Angle d'inclinaison : α=7.40°
- Poids des accessoires de pose : 5 kg/ m^2.
- Le poids propre de la panne estimé de la panne est de : 10.4kg /ml(IPE120).
- Surcharge d'entretien (toiture inaccessible) : 60.0kg / m^2.
- Surcharge du vent : V=-61.11daN / m^2. (zone G) (perpendiculaire au vent).
- Surcharge de la neige : 8.0 daN/ m^2. (par projection horizontale).

IV.2.1.1 Détermination des charges et surcharges maximales sur les pannes :

La panne est inclinée, par conséquent certaines charges seront décomposées en deux composantes, l'une selon l'axe de flexion **y-y** (G_y, Q_y et S_y) et l'autre selon **z-z** (G_z, Q_z et S_z).

La panne selon **Z-Z** est considérée comme élément simplement appuyée.

La panne selon **Y-Y** est considérée simplement appuyée avec présence d'un appui au milieu (la présence du lierne).



FigureIV.2 : les charges et les surcharges sur les pannes

1. **Charges permanentes :**

G= ($P_{couverture}$ +$P_{accessoires}$) ×entre-axe +P_{panne}

G= [(12+5) ×1.248] +10.4 =29.1kg /ml. ↓

G=32daN /ml.

2. **Charges climatiques : (perpendiculaire au versant).**

Les charges les plus défavorables se trouvent dans les zones H et I :

✓ **Action du vent (-) : (vers le haut) ↑**

La direction du vent V1 :

$V = -61.11 \times 1.248 = -76.3\ daN/ml$ ↑(La plus défavorable).

La direction du vent V2 :

$V = -56.31 \times 1.248 = -70.3\ daN/ml$ ↑

✓ **Action de la neige : (vers le bas) ↓**

Pour la neige on considère les cas les plus défavorables :

$S = 8 \times 1.248 = 10\ daN/ml$ ↓

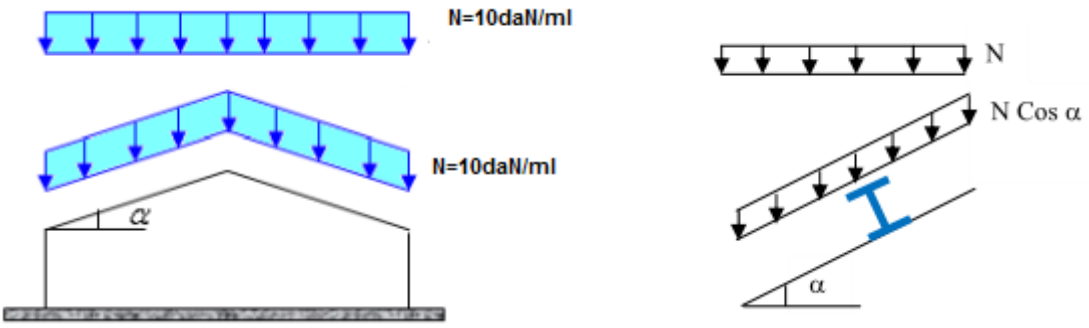


Figure IV.3 : schéma statique les charges de la neige par la projection horizontale sur les pannes

- **Surcharge d'exploitation :**

Dans le cas des toitures inaccessibles (catégorie H), le règlement Eurocode 1 préconise une charge d'entretien E=0.6KN /m^2 =60daN /m^2. Pour les toitures ayant la pente du versant α<30°

A	q_k (KN/m^2)
α<30°	0.6
30°≤α≤60°	0.6 [(60-α) /30]
α≥60°	0

IV.2.1.2 Combinaisons de charges les plus défavorables :

- **Actions vers le bas : ↓**

$Q_{z.sd}$=1.35G +1.5E=1.35 (32) +1.5 (60) =133.2daN/ml.↓

$Q_{z.sd}$=1.35G+1.5N=1.35 (32) +1.5 (10) =58.2daN/ml.↓

- **Actions vers le haut : ↑**

$Q_{z.sd}$=G cos(α)-1.5V=32cos (7.40°)-1.5 (76.3) =-82.7daN/ml.↑

$Q_{y.sd}$=1.35Gsin (α) =1.35×32 sin (7.40°) =5.56daN /ml.←

Les combinaisons les plus défavorables à retenir dans les calculs est :

- **Actions vers le bas : ↓**

$Q_{z.sd1}$=133.2daN/ml. ↓

$Q_{z.sd2}$=58.2daN/ml. ↓

- **Actions vers le haut : ↑**

$Q_{z.sd}$=-82.7daN/ml.↑

Kgf=1daN

- **Remarque :**

D'après le nouveau règlement (DTR), les charges climatiques ne se combinent pas avec la surcharge d'entretien**.**

IV 2.1.3 Vérification de la section a la résistance : Qmax=Q_{sd} =133.2daN/ml.↑

- **Vérification à la flexion :**

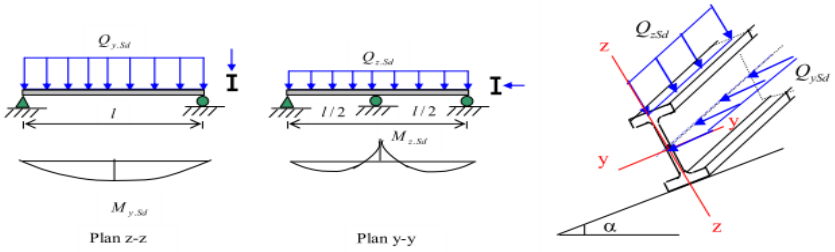


Figure IV.4 : panne de toiture en flexion sous les déférents plans de chargement.

Pat tâtonnement on choisit le profilé suivant : **IPE120**

- **Classe de la section :**

-Classe de la semelle : (semelle comprimé).

$\frac{c}{tf} = \frac{b/2}{tf} \leq 10\varepsilon$ Avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$

$\frac{b/2}{tf} = \frac{64/2}{6.3} \leq 5.08 < 10$→Semelle declasse 1.

Classe de l'âme :(âme fléchie).

$\frac{c}{tf} = \frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon$ → $\frac{d}{tw} = \frac{93.4}{4.4} \leq 21.2 < 72$ → l'âme de classe 1

→ La section est de classe 1.

Remarque :

Les profilés laminés de calibres inférieurs ou égaux à l'**IPE200,** sont généralement d'une section de classe

- **Nature de la sollicitation : Flexion déviée** :

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

Ou α et β suivantes sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs :

Sections en **I** et **H** : α=2 et β=5n≥1 avec : $n = \frac{N}{Npl}$

Q_{sd} =133.2daN/ml.↑

$Q_{z.sd}$ =Q_{sd} cos (α)=133.2cos (7.40°)=132.1daN/ml.

$Q_{y.sd}$ =Q_{sd} sin (α)= 133.2sin (7.40°)=17.15daN/ml.

$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8}$ → $M_{y.sd} = \frac{132.1 \times 6^2}{8} = 594.45$daN/ml. (Sur deux appuis).

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \times l/2^2}{8} \quad \rightarrow \quad M_{z.sd} = \frac{17.15 \times (6/2)^2}{8} = 19.3 daN/ml. \quad \text{(Sur trois appuis).}$$

- **Caractéristiques géométriques de l'IPE120** :

$Wel._y = 53.0cm^3$; $Wel._z = 8.64cm^3$;

$Wpl._y = 60.7cm^3$; $Wpl._z = 13.6cm^3$.

$$M_{ply.Rd} = Wpl_y \times \frac{fy}{\gamma_{M0}} = \frac{60.7 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1297 daN.m$$

$$M_{plZ.Rd} = Wpl_z \times \frac{fy}{\gamma_{M0}} = \frac{13.6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 290.5 daN.m$$

- **Remarque :**

Dans notre cas, l'effort normal (N=0) → β=1.

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{Z.sd}}{M_{plz.Rd}}\right)^{\beta} = \left(\frac{594.45}{1297}\right)^2 + \left(\frac{19.3}{290.5}\right)^1 = 0.30 < 1 \text{ .....vérifiée.}$$

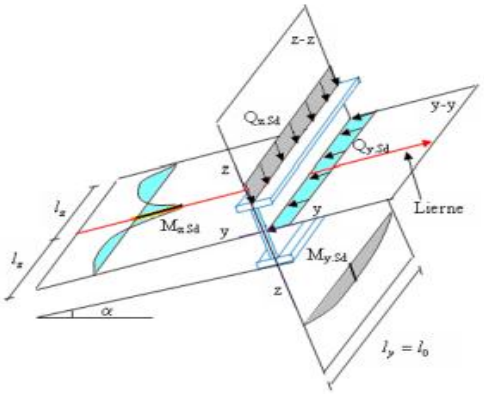


Figure IV.5 : panne de toiture et les différents plans de chargement.

- **Vérification au cisaillement :**

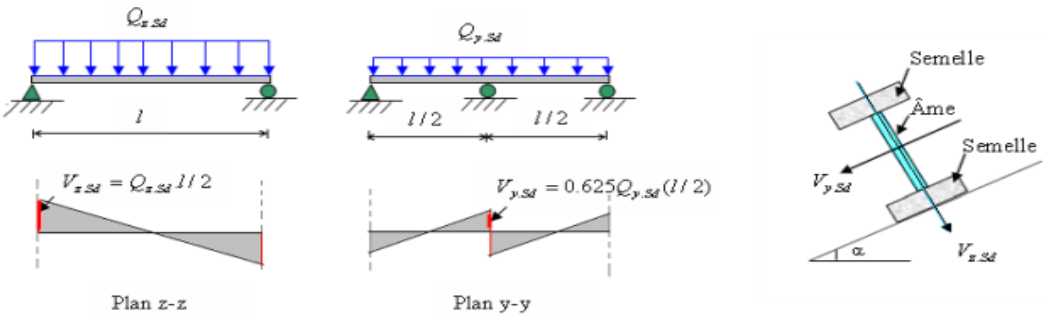


Figure IV.6 : vérification au cisaillement.

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$V_{z.sd} \leq V_{plz.rd}$; $V_{y.sd} \leq V_{ply.rd}$

$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$; $V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$

IPE120: A_{vz}=6.3cm² ; A_{vy}=8.6cm²

$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l}{2} = \frac{132.1 \times 6}{2}$ =396.3daN.

$V_{y.sd} = \frac{0.625 \times Q_{y.sd} \times l}{2} = \frac{0.625 \times 17.15 \times 6}{2}$ =32.16daN.

$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{6.3 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} = 7771$daN.

$V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{8.6 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1.1} = 10607$daN.

$V_{z.sd}$ = 396.3daN< $V_{plz.Rd}$ = 7771daN ….....verifies.

$V_{y.sd}$ = 32.16daN< $V_{ply.Rd}$ = 10607daN……verifies.

La section en **IPE120** est vérifiée à la résistance.

Vérification de l'élément au déversement :

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 flamber du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

Vérification de la semelle inférieure au déversement :

a)-Action vers le haut :

$Q_{z.sd}$=-82.7daN/ml.↑

$Q_{y.sd}$=5.56daN /ml.

$$M_{y.sd}=\frac{Q_{z.sd}\times l^2}{8} \quad \rightarrow \quad M_{y.sd}=\frac{82.7\times 6^2}{8}=372.15\text{daN.m.}$$

$$M_{z.sd}=\frac{Q_{y.sd}\times {}^{l}/_{2}{}^{2}}{8} \quad \rightarrow \quad M_{z.sd}=\frac{5.56\times({}^{6}/_{2})^2}{8}=6.25\text{daN.m.}$$

$$M_{ply.Rd}=Wpl_y\times\frac{fy}{\gamma_{M0}}=\frac{60.7\times 2350\times 10^{-2}}{1.1}=1297\text{daN.m}$$

$$M_{plZ.Rd}=Wpl_z\times\frac{fy}{\gamma_{M0}}=\frac{13.6\times 2350\times 10^{-2}}{1.1}=290.5\text{daN.m}$$

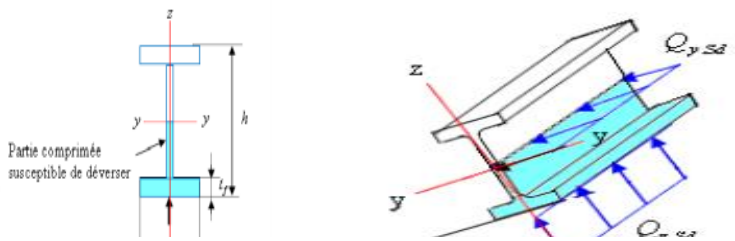


Figure IV.7 : déversement de la panne.

La formule de la 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 : $M_{b.Rd}$

$$M_{b.Rd}=\chi_{LT}.\beta_w.\frac{w_{ply}\times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Pour les sections de classe et classe 2.

$\beta_w=1.0$, et $\quad w_y=w_{ply}$

$$M_{b.Rd}=\chi_{LT}.\beta_w.\frac{w_{ply}\times f_y}{\gamma_{M1}}=\chi_{LT\times}M_{pl.Rd}$$

L'élancement réduit $\overline{\lambda_{LT}}$ est déterminé par la formule suivante : (annexe F à l'Eurocode paragraphe F.2).

$$\overline{\lambda_{LT}}=\sqrt{\frac{\beta_w.w_{ply}.f_y}{M_{cr}}}=\left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right].[\beta_w]^{0.5}$$

$\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ =93.9ε Avec : $\varepsilon=\sqrt{\frac{235}{fy}}=\sqrt{\frac{235}{235}}= 1.0$

Pour les poutres a section constante et doublement symétriques (profilés laminés **I** et **H**).

L'élancement λ_{LT} vaut :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5}\left[1+\frac{1}{20}\left(\frac{L/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25}}$$; **IPE120** ; $\{i_z = 1.45cm \ ; h = 12cm \ ; t_f = 0.63cm\}$

$$\lambda_{LT} = \frac{250/1.45}{1.132_1^{0.5}\left[1+\frac{1}{20}\left(\frac{250/1.45}{12/0.63}\right)^2\right]^{0.25}} = 108 \quad ; \quad \overline{\lambda_{LT}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right].[\beta_w]^{0.5} = \frac{108}{93.9} = 1.15$$

$$\phi_{LT} = 0.5\left[1 + \alpha_{LT}(\overline{\lambda_{LT}} - 0.2) + \overline{\lambda_{LT}}^2\right] = 0.5\left[1 + 0.21(1.15 - 0.2) + 1.15^2\right] = 1.261$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT}+(\phi_{LT}{}^2-\lambda_{LT}{}^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.261+(1.261^2-1.15^2)^{0.5}} = 0.56$$

- **Calcul de facteur de réduction pour le déversement χ_{LT}:**

Pour $\overline{\lambda_{LT}} = 1.15$ et pour la courbe de flambement a :

On lit dans le tableau (voir annexe) la valeur de : $\chi_{LT} = 0.5623$

$M_{b.Rd}=\chi_{LT}\times M_{pl.Rd} \rightarrow M_{b.Rd}=0.5623 \times 1297 = 729.3 daN.m$

$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{Z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1.0 \quad \rightarrow \frac{372.15}{729.3} + \frac{6.25}{290.5} = 0.53 < 1.0$.....vérifier.

Le profilé choisi **IPE120**est vérifié au déversement**.**

❖ Conclusion :

Le profilé **IPE120**est vérifié à l'état limite ultime.

- **Vérification à la flèche :**

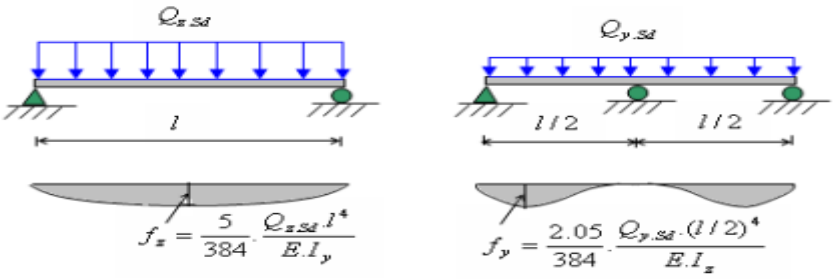


Figure IV.8 : vérification à la flèche.

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérées).

Q_{sd1}=G+N=32+10 =42daN/ml.↓

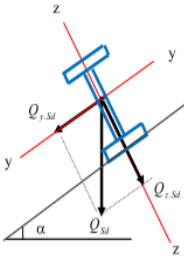
Q_{sd2}=G-V=32-82.7 =-50.7daN/ml.↑

Q_{sd}=Max(Q_{sd1}, Q_{sd1})=Max(42, –50.7) =50.7daN/ml.↑

$Q_{z.sd}$=Q_{sd} cos (α) =50.7cos (7.40°) =50.3daN/ml.↑

$Q_{y.sd}$=Q_{sd} sin (α)=50.7 sin (7.40°) =6.53daN/ml.↑

- **Condition de vérification :**



$f \leq f_{ad}$ *Avec :* $f_{ad} = \frac{l}{200}$

-Flèche verticale (suivant zz'): *sur deux appuis* :

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3cm.$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{z.sd} \times l^4}{EI_y} \quad \rightarrow \quad f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{50.3 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 317.8} = 1.27\text{cm}$$

-Flèche latérale (suivant yy'): *sur trois appuis* :

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.5cm.$$

$$f_z = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{Q_{y.sd} \times (l/2)^4}{EI_y} \quad \rightarrow \quad f_z = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{6.53 \times 10^{-2} \times 300^4}{2.1 \times 10^6 \times 317.8} = 0.004\text{cm} < f_{ad} \ldots \text{ok.}$$

Le profilé **IPE120**est vérifié à l'état limite de service.

Conclusion :

Le profilé en **IPE120** est vérifié aux états limites ultimes et services donc vérifié à la sécurité et convient comme panne de toiture.

IV.2.2 Calcul de l'échantignolle :

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

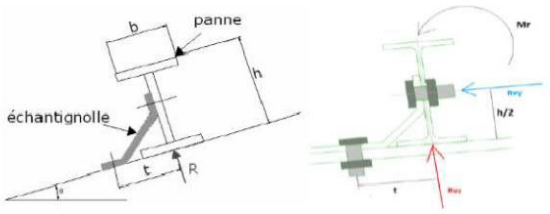


Figure IV.9 : coupe transversale de l'échantignolle.

Effort de soulèvement :

$Q_{z.sd}$=-82.7daN/ml.

Effort suivant rampant :

$Q_{y.sd}$=5.56daN /ml.

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

$$2 \times \frac{b}{2} \leq t \leq 3 \times \frac{b}{2}$$

Pour un **IPE120** : b= 6.4cm ; h=12cm

$6.4cm \leq t \leq 9.6cm.$ **On adopte :** t=8cm

Echantignolle de rive :

$$R_z = \text{Qz.sd} \times \frac{l}{2} = 82.7 \times \frac{6}{2} = 248.1daN$$

$$R_y = \text{Qy.sd} \times \frac{l}{2} = 5.56 \times \frac{6}{2} = 16.7daN$$

Echantignolle intermédiaire :

$$R_z = 248.1 \times 2 = 496.2daN$$

$$R_y = 16.7 \times 2 = 33.4daN$$

IV 2.2.1 Calcul du moment de renversement :

$M_R = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2} = 496.2 \times 8 + 33.4 \times \frac{6.845}{2} = 3969.6$daN.m

IV 2.2.2 Dimensionnement de l'échantignolle :

La classe de la section est au moins de classe 3 selon l'eurocode 3 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

$M_R \leq M_{el.Rd}$

$M_{el.Rd}$: Est le moment de résistant élastique de la section brute.

- **Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :**

$M_{sd} = M_R = W_{ely} \times \frac{fy}{\gamma_{M0}} \rightarrow W_{ely} \geq \frac{M_R \times \gamma_{M0}}{fy} = \frac{3969.6 \times 1.1}{2350} = 1.86 cm^3.$

Pour une section rectangulaire :

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

$e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{ely}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 5.3}{15}} = 1.45 cm \qquad \rightarrow e = 20mm$

On adopte une échantignolle d'épaisseur e =20mm

IV.3 Liernes et bretelles :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Ils sont généralement formés de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes (la flèche).

- **Lierne** : tirant perpendiculaire à la panne (empêche la lisse de fléchir y-y)
- **Bretelle** : tirant incliné par rapport à l'horizontale de la panne par un angle β

IV.3.1 Principe de dimensionnement :

Les liernes et les bretelles travaillent à la traction est doivent satisfaire à la condition suivante :

$N_{tsd} \leq N_{tRd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$

N_{tsd} : Effort de traction appliqué sur le lierne, On la détermine par l'accumulation des efforts qui sont les réactions à mi- portée

$A_s = \frac{\pi \times \varphi^2}{4}$: Section du lierne.

D :$diamètredelalierne.$

$f_y = 235$ N/mm^2 ; $\gamma_{M0} = 1{,}1$

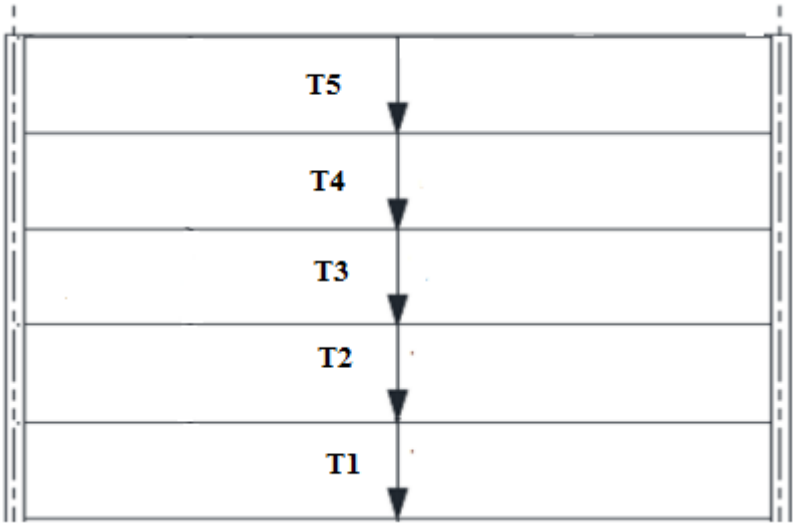


Figure IV.10 : les efforts dans les pannes.

IV 3.1.1 Calcul de l'effort de traction dans la suspente la plus sollicitée :

q=1.25×$(1.35 \times G)$ =1.25×$(1.35 \times 32) = 54daN$.

L=l /2

R=54×3=162daN

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

$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{162}{2} = 81daN.$

Effort dans le tronçonL_2:

$T_2 = T_1 + R = 81 + 162 = 243daN.$

Effort dans le tronçonL_2:

$T_3 = T_2 + R = 243 + 162 = 405daN.$

Effort dans le tronçonL_4:

$T_4 = T_3 + R = 405 + 162 = 567daN.$

Effort dans le tronçonL_5:

$T_5 = T_4 + R = 567 + 162 = 729daN.$

IV .3.1.2 Calcul de la section de la suspente :

Condition de vérification à la résistance : résistance plastique de la section brute :

Le tronçon le plus sollicité est T_5

$$N_{tsd} \leq N_{tRd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{M0}}$$

$$\frac{N_{tsd}}{A} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \qquad \rightarrow A \geq \frac{N_{tsd} \times \gamma_{M0}}{f_y} \rightarrow A \geq \frac{729 \times 10^{-2} \times 1.1}{23.5} \rightarrow \quad A \geq 0.341 cm^2$$

$$A = \frac{\pi \times \varphi^2}{4} \geq 0.341 cm^2 \rightarrow \varphi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0.341}{3.14}} \rightarrow \quad \varphi \geq 0.659 cm$$

Pour des raisons pratiques, on opte une barre ronde de diamètre $\varphi = 10mm$.

IV.4 Les lisses de bardage :

Ce sont des profilés disposés horizontalement sur le long pan et le pignon, elles ont pour rôle de reprendre les actions du vent, la fixation du bardage et la transmission des efforts aux poteaux et aux potelets.

Elles sont réalisées en profilés laminés (IPE, UAP)

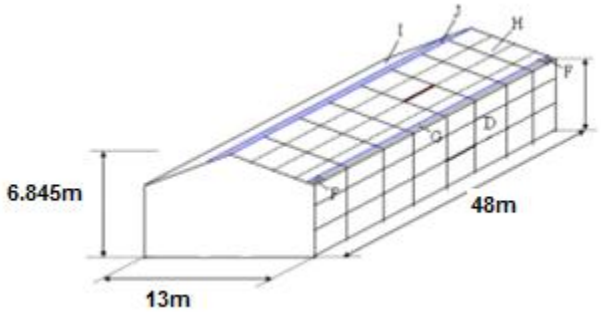


Figure IV.11 : présentation des lisses de bardage.

IV.4.1 Pré dimensionnement à l'ELS :

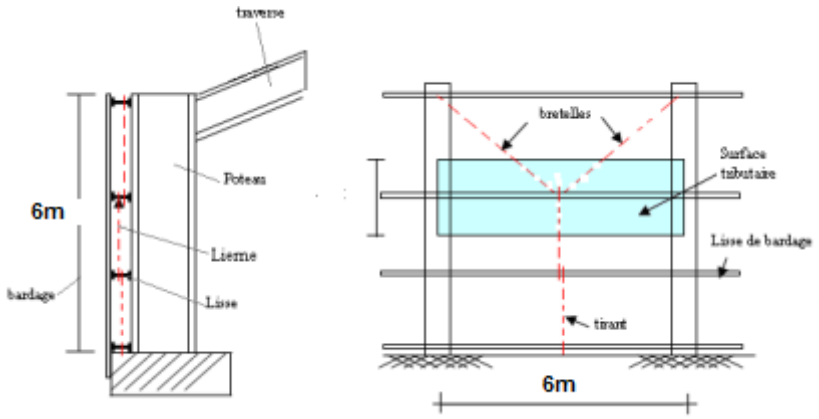


Figure IV.12 : disposition des lisses.

IV 4.1.1 Vérifications :

Les lisses sont soumises à leur poids propre, à l'action du vent, et au poids du bardage. Elles doivent être vérifiées à l'effort tranchant, au moment fléchissant à l'ELU et doivent vérifier la flèche max à l'ELS.

IV4.1.1.1 Vérification du moment fléchissant :

Les lisses étant des profilés de classe 1, dans le cas de la flexion déviée, les éléments à section transversale de classe 1 et 2 doivent satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{ply.Rd} = Wpl_y \times \frac{fy}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{plZ.Rd} = Wpl_z \times \frac{fy}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

M_{sd}: Moment sollicitant Max
$M_{ply.Rd}$: Moment plastique résistant
$W_{plz.Rd}$: Module plastique
.

IV4.1.1.2 Vérification de l'effort tranchant :

La valeur de calculV_{sd} de l'effort tranchant dans chaque section doit satisfaire la condition suivante :

$V_{z.sd} \leq V_{plz.rd}$; $V_{y.sd} \leq V_{ply.rd}$

$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$; $V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$

Avec : Av : Aire de cisaillement.

$Av_y = A - 2\,b\,t_f + (t_w + 2\,r) \times t_f$ (Pour les profiles en I).

$Av_z = 2\,b\,t_f$

IV 4.1.1.3 Vérification de la flèche max :

La flèche verticale max doit vérifier la condition suivante :

$f \leq f_{ad}$ *Avec :* $f_{ad} = \frac{l}{200}$

$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{V \times l^4}{EI_y}$; $f_z = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{G(l/2)^4}{EI_y}$

IV 4.2 Note de calcul :

- **Données de calcul :**

Chaque lisse repose sur 2 appuis.

Le porté entre axe des lisses e=1.5m (espace entre 2 lisses).

On dispose de 4 lignes de lisses sur chaque paroi.

IV 4.2.1 Détermination des charges et surcharges

a)-les charges permanentes :

Poids propre de bardage (**TN40**) ……12Kg /m².

Poids propre d'accessoires d'attaches. ……5Kg/m².

Poids propre d'isolants. ……....5Kg/m²

Poids propre de lisse estimé (**IPE120**)….....10.4Kg/ml.

G= ($P_{couverture}$ +$P_{accessoires}$) ×entre-axe +P_{lisse}.

G= (12 +5+5) ×1.5 +10.4

G= 43.4Kg/ml

b)-les surcharges climatiques dues au vent :

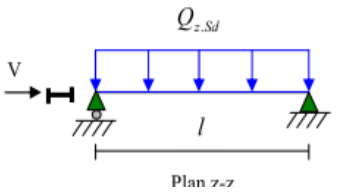
On calcul les lisses de bardages avec la valeur obtenue : V=+68.094daN/m². (Voir chap. **III**).

D'où : V=68.094×1.5=102.14daN/ml.

IV 4.2.2 Combinaison de charges les plus défavorables :

1.35G+1.5V

- Poutre sur deux appuis :



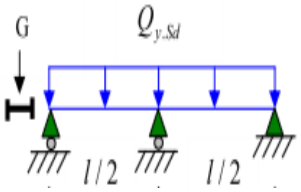
$Q_{z.\,sd} = 1.5V = 1.5\times102.14 = 153.31daN$

$$M_{\,y.sd} = \frac{Q_{z.sd}\times l^2}{8} = \frac{1.5V\times l^2}{8}$$

$$M_{y.sd} = \frac{(1.5\times102.14)\times6.5^2}{8} = 689.4daN/m.$$

- Poutre sur trois appuis :

$Q_{y.\,sd} = 1.5G = 1.5\times43.4 = 65.1daN$



$$M_{\,z.sd} = \frac{Q_{y.sd}\times l/2^2}{8} = \frac{1.5G\times l/2^2}{8}$$

$$M_{\,z.sd} = \frac{1.5\times43.4\times(6.5/2)^2}{8} = 73.24daN/m.$$

Vérification de la section a la résistance :

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

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

Vérification à la flexion déviée (bi-axiale).

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

Ou α et β suivantes sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs :

Sections en **I** et **H** : α=2 et β=5n≥1 avec : $n=\frac{N}{Npl}$

Caractéristiques géométriques de l'**IPE120** :

$Wel._y = 53.0cm^3$; $Wel._z = 8.64cm^3$; $Wpl._y = 60.7cm^3$; $Wpl._z = 13.6cm^3$.

$$M_{\,ply.Rd} = Wpl_y \times \frac{fy}{\gamma_{M0}} = \frac{60.7\times2350\times10^{-2}}{1.1} = 1297daN.m$$

$$M_{\,plZ.Rd} = Wpl_z \times \frac{fy}{\gamma_{M0}} = \frac{13.6\times2350\times10^{-2}}{1.1} = 290.5daN.m$$

❖ Remarque :

Dans notre cas, l'effort normal (N=0) → β=1.

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}}\right)^{\alpha}+\left(\frac{M_{Z.sd}}{M_{plz.Rd}}\right)^{\beta}=\left(\frac{689.4}{1297}\right)^{2}+\left(\frac{73.24}{290.5}\right)^{1}=0.53<1.$$

→ Donc la résistance du moment est vérifiée.

Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$V_{z.sd} \leq V_{plz.rd}$; $V_{y.sd} \leq V_{ply.rd}$

$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz}\times f_y}{\sqrt{3}\times\gamma_{M0}}$; $V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy}\times f_y}{\sqrt{3}\times\gamma_{M0}}$

IPE120: A_{vz}=6.3cm² ; A_{vy}=8.6cm²

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{z.sd}\times l}{2}=\frac{153.31\times 6}{2}=460\text{daN}.$$

$$V_{y.sd} = \frac{0.625\times Q_{y.sd}\times l}{2}=\frac{0.625\times 65.1\times 6}{2}=122.1\text{daN}.$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz}\times f_y}{\sqrt{3}\times\gamma_{M0}}=\frac{6.3\times 2350}{\sqrt{3}\times 1.1}=7771\text{daN}.$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy}\times f_y}{\sqrt{3}\times\gamma_{M0}}=\frac{8.6\times 2350}{\sqrt{3}\times 1.1}=10607\text{daN}.$$

$V_{z.sd} = 460\text{daN} < V_{plz.Rd} = 7771\text{daN}.$

$V_{y.sd} = 122.1\text{daN} < V_{ply.Rd} = 10607\text{daN}$.....verifier.

La section en **IPE120** est vérifiée à la résistance.

Vérification de l'élément au déversement :

Déversement=flambement latéral + rotation de la section transversale.

Semelle comprimée :

Il n y a pas risque de déversement de la lisse du moment que la semelle comprimé est soutenue latéralement sur toute sa longueur par le bardage.

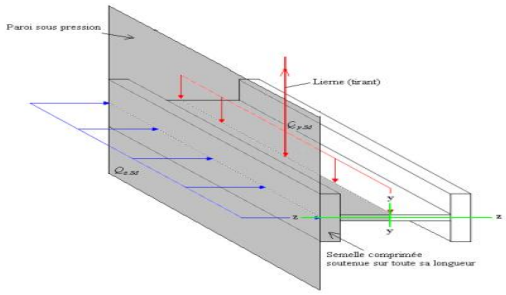


Figure IV.13 : semelle comprimée soutenue sur toute sa longueur.

IV 4.2.3 Calcul de la flèche :

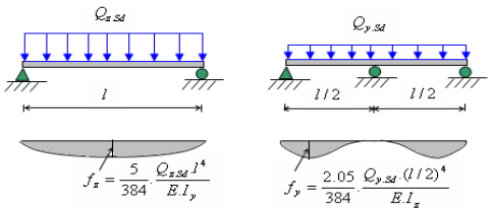


Figure IV.14 : vérification de la flèche.

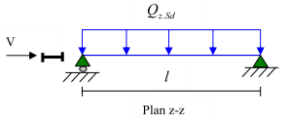
Condition de vérification :

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

Q=G+V

- Flèche verticale (suivant zz'): $sur\ deux\ appuis$:

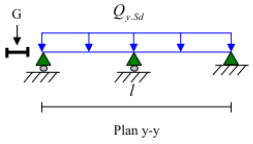
$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3cm.$$



$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{V \times l^4}{EI_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{102.14 \times 10^{-2} \times 600^4}{2.1 \times 10^6 \times 317.8} = 2.6\text{cm} < f_{ad} \ldots \text{ok.}$$

- Flèche latérale (suivant yy'): $sur\ trois\ appuis$:



$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.5cm.$$

$$f_z = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{G(l/2)^4}{EI_y}$$

$$f_z = \frac{2.05}{384} \cdot \frac{43.4\times10^{-2}\times300^4}{2.1\times10^6\times27.65} = 0.32\text{cm} < f_{ad} \ldots \text{ok.}$$

L'**IPE120** convient comme lisse de bardage.

Calcul des liernes :

On choisit directement des liernes de diamètre 10mm calculé auparavant et qui sont plus défavorable.

IV. 5 Calcul des potelets :

Les potelets sont des éléments en profile laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux au sol.

Sous l'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des suppressions, soit vers l'extérieure de la construction sous l'effet des dépressions .quant à la compression, celle-ci est du à son poids propre.au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachées.

Par conséquent le potelet risque de :

-subir une flèche importante sous les pressions due au vent.

-flamber lorsqu'il est très élancé.

-déverser sous les dépressions dus au vent.

Vérification de la flèche :

$$f_{adm} \leq \frac{l}{200}$$

Avec :

$$f = \frac{5\ w\ l^4}{384\ E\ Iy} \leq \frac{l}{200}$$

Vérification de l'effort tranchant :

L'effort tranchant dans les potelets est dû à l'action du vent. Sa valeur de calculV_{sd}doit

Satisfaire la condition suivante :

$$V_{plrd} > V_{sd}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

Avec :

V_{plrd} : étant la résistance plastique au cisaillement

A_v: $Airedecisaillement.$

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

Vérification du moment fléchissant :

La section est soumise à la flexion (moment positive) et à la compression. Les éléments de classe 1et 2 doivent satisfaire la condition :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y M_{ysd}}{w_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} < 1$$

Avec :

$N_{sd} = 1{,}35\ N_G$(Effort normal sollicitant)

$M_{ysd} = 1{,}5\ M_{w+}$(Moment fléchissant positif sollicitant)

Vérification du flambement avec risque de déversement :

La section est soumise à la flexion (moment négatif) et à l'effort normal avec risque de déversement. Les éléments de classe 1 et 2 doivent satisfaire la condition :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} M_{ysd}}{\chi_{LT} w_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} < 1$$

Avec :

$N_{sd} = 1{,}35\ N_G$ (Effort normal sollicitant)

$M_{ysd} = 1{,}5\ M_{w-}$ (Moment fléchissant négatif sollicitant)

IV 5.1 Note de calcul :

IV 5.1.1 Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé.

A /charges permanentes G :

Poids du bardage……..12Kg/m²

Poids propre de la lisse……12Kg/ml

Poids propre des accessoires de pose. ..….5Kg/m²

Poids propre des isolants ……5Kg/m²

L'entraxe des potelets est e=5 m.

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

H=hauteur du potelet H=6.2m

B/surcharge climatique V :

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

V=+68.094daN/m² (paroi D).

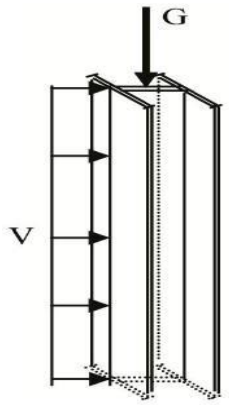


Figure IV.15 : charges et surcharges sur le potelet.

IV 5.1.2 Pré -dimensionnement :

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche :

$q_w = V \times e \rightarrow q_w = 68.094 \times 5 = 340.47 daN/ml \rightarrow q_w = 3.4047 KN/ml$

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

$f_z = \frac{5\ \mathrm{qw\ h^4}}{384\ \mathrm{E\ Iy}}$

Et la flèche admissible : $f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{620}{200} = 3.1cm$

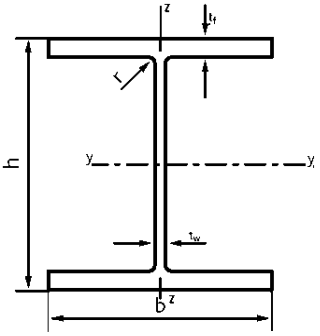
$f_z = \frac{5\ qw\ h^4}{384\ E\ Iy} \leq \frac{l}{200} \longrightarrow \quad Iy \geq \frac{5\ qw\ h^4}{384\ E\ f_z} = \frac{5 \times 3.4047 \times 10^{-2} \times 620^4}{384 \times 21000 \times 3.1} \geq 1006.24cm^4$

$\rightarrow \quad Iy \geq 1006.24cm^4$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur de Iy supérieure ou égale à la valeur trouvée.

Ce qui correspond à un profilé **IPE180** : ($Iy = 1317cm^4$).

Caractéristiques géométriques de **l'IPE180 :**



h=180mm ; b=91mm ; t_w =5.3mm ; t_f =8mm ; d=146mm

A=23.9× 10^2mm²; ρ =18.8Kg/ml;$I_y = 1317cm^4$;$I_z = 101cm^4$

$i_y = 7.42cm$;$i_z = 2.05cm$:$W_{ply} = 166cm^3$;$W_{plz} = 34.6cm^3$;

$W_{ely} = 146cm^3$;$W_{elz} = 22.2cm^3$;$A_{vz} = 11.3cm^3$;

- **Les charges permanentes :**

-poids de bardage = $[(12 + 5 + 5) \times 6.2 \times 4]$=421.6kg/ml.
-poids propre des lisses= (12×1.5×4)=72Kg/ml.
-poids propre de potelet= (18.8×6.2)=116.56Kg/ml.

G=(421.6+72+116.56)=610.2Kg/ml.

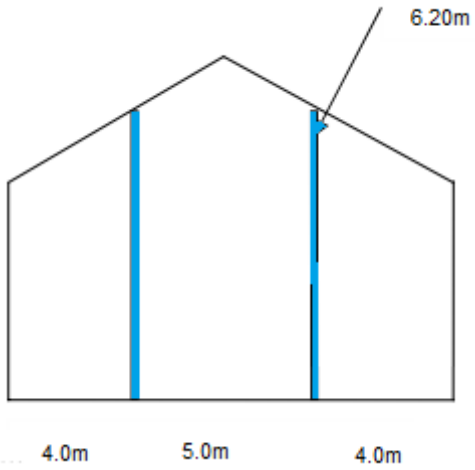


Figure IV.16 : disposition des potelets.

Vérification de la section a la résistance : $M_{ysd} \leq M_{c.Rd}$

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

Incidence de l'effort tranchant :

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

$$Q_{sd} = 1.5V = 1.5 \times 340.47 = 510.7daN/ml$$

$$V_{z.sd} = \frac{Q_{sd} \times l}{2} = \frac{510.7 \times 6.2}{2} = 1583.17daN$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_{vz} \times \left({f_y}/{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} = \frac{11.3 \times \left({2350}/{\sqrt{3}} \right)}{1.1} = 13938daN.$$

$\frac{V_{z.sd}}{V_{pl.Rd}} = \frac{1583.17}{13938} = 0.11 < 0.50$ → l'interaction de l'effort tranchant sur le moment résistant peut être négligée.

❖ Remarque :

Dans le cas des poutres simplement appuyées, il n'y a pas d'incidence de l'effort tranchant (valeur nulle à mi- travée) sur le moment résistant.

L'incidence de l'effort normale :

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.

$$N_{sd} = 1.5G + 1.5 \times 610.2 = 915.3daN$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{23.9 \times 2350}{1.1} = 51059.1daN.$$

$$0.25N_{pl.Rd} = 0.25 \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 0.25 \times \frac{23.9 \times 2350}{1.1} = 12765daN\,.$$

$$A_w = A - 2bt_f = 23.9 - 2(9.1 \times 0.8) = 9.34cm^2.$$

$$0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = 0.5 \times \frac{9.34 \times 2350}{1.1} = 9977daN.$$

$$N_{sd} = 915.3daN < Min(12765\ \ ; 9977) = 9977daN)$$

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

- **Classe de la section :**

Classe de la semelle : (semelle comprimé).

$\frac{c}{tf} = \frac{b/2}{tf} \leq 10\varepsilon$ Avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$

$\frac{b/2}{tf} = \frac{91/2}{8} \leq 5.69 < 10 \rightarrow$Semelle de classe 1.

Classe de l'âme :(âme fléchie).

$\frac{c}{tf} = \frac{d}{tw} \leq 72\varepsilon \rightarrow \frac{d}{tw} = \frac{146}{5.3} \leq 27.55 < 72 \rightarrow$ l'âme de classe 1

→ La section est de classe 1.

$$M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply.Rd} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply.Rd} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 3546.4daN$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \times l^2}{8} \rightarrow M_{y.sd} = \frac{510.7 \times 6^2}{8} = 2298.15daN$$

$M_{y.sd} = 2298.15daN < M_{pl.Rd} = 3546.4daN$……vérifiée.

IV 5.1.3 Vérification de l'élément aux instabilités :

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

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

- Flexion composée avec risque de flambement

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

- Flexion composée avec risque de déversement :

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

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{min}:
$\chi_{min} = Min(\chi_y; \chi_z)$

- Flambement par rapporta l'axe fort yy' (dans le plan du portique) :

$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y{}^2 - \lambda_y{}^2)^{0.5}}$

$\phi_y = 0.5\left[1 + \alpha_y(\overline{\lambda_y} - 0.2) + \overline{\lambda_y}^2\right]$

$\overline{\lambda_y} = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right].[\beta_A]^{0.5}$; $\beta_A = 1.0$ Pour les sections de classe 1,2 et 3.

Ou :

$\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ =93.9ε ; élancement Eulérien

Avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$

$\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{21000}{23.5}}$ =93.9

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

$\lambda_y = \frac{I_y}{i_Y} = \frac{1317}{7.42} = 177.5$

$\overline{\lambda_y} = \left[\frac{177.5}{93.9}\right].[1.0]^{0.5} = 1.9$

Courbe de flambement (voir tableau 1) :

$\frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1.97 > 1.2$

Axe de flambement y-y → courbe de flambement a ;

α =0.21 (tableau 3)

$\phi_y = 0.5[1 + 0.21(1.9 - 0.2) + 1.9^2] = 2.5$

$\chi_y = \frac{1}{2.5 + (2.5^2 - 1.9^2)^{0.5}} = 0.19$

- Flambement par rapporta l'axe faible zz (hors du plan du portique) :

$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + (\phi_z{}^2 - \lambda_z{}^2)^{0.5}}$

$\phi_z = 0.5\left[1 + \alpha_z(\overline{\lambda_z} - 0.2) + \overline{\lambda_z}^2\right]$

$\overline{\lambda_z} = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right].[\beta_A]^{0.5}$; $\beta_A = 1.0$ Pour les sections de classe 1,2 et 3.

Ou :

$\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ =93.9ε ; élancement Eulérien

Avec : $\varepsilon=\sqrt{\frac{235}{fy}}=\sqrt{\frac{235}{235}}=1.0$

$\lambda_1=\pi\sqrt{\frac{21000}{23.5}}=93.9$

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

$\lambda_z=\frac{I_z}{i_z}=\frac{150}{2.05}=73.2 I_z=1.5m$ (Entre-axe des lisses).

$\overline{\lambda_z}=\left[\frac{73.2}{93.9}\right].[1.0]^{0.5}=0.78$

Courbe de flambement (voir tableau 1) :

$\frac{h}{b}=\frac{180}{91}=1.97>1.2$

Axe de flambement z-z → courbe de flambement b ;

α =0.34 (tableau 3)

$\phi_z=0.5[1+0.34(0.78-0.2)+0.78^2]=1.80$

$\chi_z=\frac{1}{1.8+(1.8-0.78^2)^{0.5}}=0.35$

$\chi_{min}=Min(\chi_y;\chi_z)=Min(0.19;0.35)=0.19$

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement $\overline{\lambda_{LT}}$:

$\overline{\lambda_{LT}}=\left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right].[\beta_A]^{0.5}$

λ_{LT}:Elancement de l'élément vis- à- vis du déversement.
Pour les profilés laminés en **I** et **H** :(voir l'annexe F) Eurocode 3.

$$\lambda_{LT}=\frac{L/i_z}{C_1^{0.5}\left[1+\frac{1}{20}\left(\frac{L/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25}}\rightarrow\lambda_{LT}=\frac{150/2.05}{1.132_1^{0.5}\left[1+\frac{1}{20}\left(\frac{150/2.05}{18/0.8}\right)^2\right]^{0.25}}=66.22$$

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie (tableau 5) : C_1=1.132

$\overline{\lambda_{LT}}=\left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right].[\beta_A]^{0.5}=\frac{66.22}{93.9}\times 1.0=0.70$

$\overline{\lambda_{LT}}=0.70>0.40$ → il y a risque de déversement

$\phi_{LT}=0.5\left[1+\alpha_{LT}(\overline{\lambda_{LT}}-0.2)+\overline{\lambda_{LT}}^2\right]=0.5[1+0.21(0.70-0.2)+0.70^2]=0.80$

$\chi_{LT}=\frac{1}{\phi_{LT}+(\phi_{LT}{}^2-\lambda_{LT}{}^2)^{0.5}}=\frac{1}{0.80+(0.80^2-0.70^2)^{0.5}}=0.83\leq 1.0$

$\alpha_{LT}=0.21$ Pour les sections laminées.

Calcul des coefficients k :

$$\mu_y = \overline{\lambda_y}\left(2\beta_{My} - 4\right) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 1.9(2 \times 1.3 - 4) + \frac{166-146}{146} = -2.52 \leq 0.9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_{y \times A \times f_y}} = 1 - \frac{-2.52 \times 915.3}{0.19 \times 23.9 \times 2350} = 1.22 \quad \text{Avec : } k_y \leq 1.5$$

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

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

$$\mu_{LT} = 0.15\overline{\lambda_z}.\beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.78 \times 1.3 - 0.15 = 0.0021 < 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_{z \times A \times f_y}} = 1 - \frac{0.0021 \times 915.3}{0.35 \times 23.9 \times 2350} = 0.99 \quad \text{Avec : } k_{LT} \leq 1.5$$

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

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

$$N_{sd} = 915.3daN$$

$$M_{y.sd} = \frac{1.5V \times l^2}{8} \rightarrow M_{y.sd} = \frac{1.5 \times 340.47 \times 6.2^2}{8} = 2454daN$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply.Rd} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 3546.4da$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{23.9 \times 2350}{1.1} = 51059.1daN$$

Vérification au flambement :

$$\frac{N_{.sd}}{\chi_{min}.N_{pl.Rd}} + \frac{K_y.M_{y.sd}}{M_{pl.Rd}} \leq 1.0 \quad \rightarrow \frac{915.3}{0.19 \times 51059.1} + \frac{1.22 \times 2454}{3546.4} = 0.94 \leq 1.0 \ldots\ldots\ldots\ldots \text{ok}$$

Vérification au déversement :

$$\frac{N_{.sd}}{\chi_z.N_{pl.Rd}} + \frac{K_{LT}M_{y.sd}}{\chi_{LT}.M_{pl.Rd}} \leq 1.0 \rightarrow \frac{915.3}{0.35 \times 51059.1} + \frac{0.99 \times 2454}{0.83 \times 3546.4} = 0.92 \leq 1.0 \ldots\ldots\ldots\ldots \text{ok}$$

- **Conclusion : l'IPE180** convient comme potelet.

Chapitre V :

Etude sismique.

Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui se caractérise par un mouvement d'une d une partie de la surface de la terre provoqué par des processus de déformations et de ruptures à l'inférieure de la croute terrestre. L'énergie accumulée est libérée sous forme de vibration se propageant dans toutes les directions, appelées ondes sismiques. Ce phénomène est l'un des plus graves désastres pour l'humanité, son apparition brusque, l'intensité des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marquées la mémoire des générations.

Dans le but de limité les endommagements causés aux constructions, ce que nécessite une bonne conception des structures afin qu'elles résistent aux séismes .pour cela l'analyse de la structure est faite manuellement.

Analyse de la structure :

Type d'analyse :

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

a)Les charges statiques :

-poids propre de la structure.

-les effets dus aux actions climatiques.

b) Les chargements dynamiques :

-les effets sismiques.

V .1 Méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 version 2003 ».ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'applications différentes et cela selon le type de structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

-la méthode statique équivalente.

-la méthode d'analyse modale spectrale.

-la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.1.1 La méthode statique équivalente :

Les ondes parasismiques modernes autorisent à conduire l'analyse de ces ouvrages sous les actions sismiques par des méthodes simplifiées prenants en compte que le mode fondamental de vibration dans deux directions perpendiculaires successives.

La forme de ces modes fondamentaux peut être soit spécifiée forfaitairement dans les codes, soit calculée de manière approchée.

La méthode statique équivalente permet d'avoir es résultats conservatifs (pour les efforts, les contraintes ou déplacements) par le fait que la masse totale en vibration est intégrée dans le mode fondamentale.

On appelle mode fondamentale de la structure (ou premier mode) le mode correspondant à la fréquence la plus basse.

V.1.2 Principe de la méthode :

D'après l'article 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, on est dans la zone III et un groupe d'usage A1 donc nous trouverons : A=0.40

D : facteur d'amplification dynamique, il est en fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement (ŋ) et de la période fondamentale de la structure(T)

$$D = \begin{cases} 2{,}5\,\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\,\eta\,(T2/T)^{2/3} & T_2 \le T \le 3s \\ 2{,}5\,\eta\,(T2/T)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T \ge 3s. \end{cases}$$

η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

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

Nous avons un portique en acier avec remplissage léger

D'après le tableau (4.2) p26 $\Rightarrow \xi = 4\%$

D'où : $\eta = 1.08 > 0.7 \Rightarrow \eta = 1.08$

V 5.1.3 Calcul de la période :

$$T = C_t . h_n^{3/4}$$

h_n : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $h_n = 6.845$m.

C_t : coefficient fonction de système de contreventement, et du type de remplissage donné par le tableau (4.6).

On a : contreventement assuré par portiques auto stables ductiles sans remplissage en maçonnerie : Ct =0.085

Donc : $T = 0{,}085.\ (6.845)^{3/4} T = 0{,}360$ s

$$T = \frac{0{,}09 h_N}{\sqrt{D}}$$

$$\begin{cases} Ty = \frac{0.09 \times 6.845}{\sqrt{13}} = 0.20s \\ Tx = \frac{0.09 \times 6.845}{\sqrt{48}} = 0.10s \end{cases}$$

Calcul du T2:

T2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

S3 ⟶ *T2=0,5 s*

- **Sens longitudinal** : 0< T = 0,10 s< T2 donc : $D_X = 2{,}5\ \eta = 2{,}7$.
- **Sens transversal** : 0< T = 0,20s < T2 donc : $D_Y = 2{,}5\ \eta = 2{,}7$.

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

V 5.1.6 Coefficient de comportement global de la structure (R) :(tab.4.3)

Pour le sens longitudinal (sens X) la structure est contreventée par les palées en x :

R = 4

Pour le sens transversal (sens-Y) la structure est contreventée par les portiques :

R = 4

V 5.1.7 facteur de qualité :

Q **:** facteur de qualité, il est en fonction de :

-la redondance et la géométrie des éléments constituants.

-la régularité en plan et en élévation.

-la qualité du contrôle de la construction, elle est déterminée par la formule suivante :

$Q = 1+\sum P_q$ Avec :

p_q:Pénalité à retenir selon le critère q (satisfaire ou non).

q : critère de qualité.

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité p_q :

Tableau V.1 : valeurs des pénalités.

Critère q	p_q	
	Selon x	Selon y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.00	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.00
3. Régularité en plan	0.00	0.00
4. Régularité en élévation	0.00	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10
$\sum P_q$	1+0.2=1.2	1+0.2=1.2

Alors : $Q_x = 1.2$ et $Q_y = 1.2$

V 5.2 Calcul du poids actif soumis au séisme :

$W = \sum_{i=0}^{n} W_i$ $W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W: Poids total de la structure.

W_{Gi}: Poids du aux charges permanentes.

W_{Qi}: Charges d'exploitations.

β:Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

-valeur du coefficient de pondération β :

$\beta = 0.5$ (Entrepôts, hangar) (Tableau 4.5)

1)-Calcul des charges permanentes W_{Gi} de tous les éléments qui constituent notre hangar :

Tableau V.2 : charges permanentes W_{Gi} des éléments.

Elément	Type	Nombre d'éléments	Poids propre (kg/m)	Longueur de l'élément (m)	Poids (kN)
poteau	IPE300	18	42.2	6	45.58
Potelet	IPE180	4	18.8	6.2	4.66
Lisses de pignon	IPE120	8	10.4	6.5	5.41
Lisses de long-pan		64		6	39.94
pannes	IPE120	96	10.4	6	59.91
Traverse	IPE300	18	42.2	6.5	49.37
Palée de stabilité	L40×40×5	-	2.97	24	71.28
Poutre au vent	L40×40×5	-	2.97	24	71.28
Poids total 1(KN)	-	-	-	-	347.43

Tableau V.3 : charges permanentes W_{Gi} de toute la couverture et le bardage.

Elément	Type	Poids propre (kN/m²)	surface de l'élément (m²)	Nombre d'élément	Poids Total (KN)
Bardage Pignon Av	Tôle(TN40)	0.17 (12+5)	70.83	1	27.20
Bardage Pignon Ar			88.98	1	
Bardage Long-pan			288	2	97.92
Couverture des versants	Tôle(TN40)	0.17	314.4	2	106.9
Poids total 2(KN)	-	-	-	-	232.02

Poids total =579.45KN

2)-calcul des charges d'exploitations W_{Qi} de tous les éléments qui constituent notre hangar.

$$W_{Qi} = (P_{charge\ entretien} + P_{vent}) \times S_{toiture}$$

$$W_{Qi} = (0.60 + 1.078) \times 628.8 = 1055.13kN.$$

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi} = 579.45 + 0.5 \times 1055.13 = 1107.01kN$$

V 5.3 Détermination de la force sismique totale :

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.40 \times 2.7 \times 1.2}{4} \times 1107.01 = 358.7kN$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.40 \times 2.7 \times 1.2}{4} \times 1107.01 = 358.7kN$$

V 5.4 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_h}{W_h}$$

F_i:La force horizontale appliquée au niveau i.

F_t:La force concentrée au sommet de la structure ($F_t = 0 \quad car\ T = 0.5 < 0.7$).

W:Poids total de la structure (1107.01kN).

V:La force sismique totale.

h:La hauteur de hangar.

a)-sens longitudinal (sens X).

$$F_{tx} = 0$$

$$F_{ix} = (V_x - F_{tx}) \quad \rightarrow \quad F_{ix} = V_x \quad \rightarrow F_{ix} = 358.7kN$$

b)-sens transversal (sens-Y).

$F_{ty} = 0$

$F_{iy} = (V_y - F_{ty}) \quad \rightarrow \quad F_{iy} = V_y \quad \rightarrow F_{iy} = 358.7kN$

Les sollicitations dues au vent plus défavorable (sens V2 pignon)

$V = 1082.52daN/m^2$ Chapitre 02

$V = 1082.52 \times S_{toiture}$

$V = 10.8252 \times 624 = 6755kN$

Donc : $V > V_x$ et $V > V_y$

❖ Conclusion :

Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles di séisme donc on tiendra que les charges du vent pour le dimensionnement des portiques et du contreventement de l'ouvrage.

Chapitre VI : Stabilité et contreventement.

Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales (vent, freinage des ponts roulants et effets de séisme…). Ils sont conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Les efforts horizontaux appliqués dans le sens transversal sont repris par les portiques auto stables. Dans le sens longitudinal, ils sont repris par les palées de stabilité.

Le contreventement des toitures est assuré par des poutres au vent, elles ont pour rôle de reprendre la charge de vent agissant sur le pignon et de la transmettre aux palées de stabilités puis aux fondations assurant ainsi la stabilité horizontale longitudinale de la structure.

VI.1 Rôle des systèmes de contreventement :

Les contreventements ont pour fonctions principales de :

-Reprendre te transmettre jusqu'aux fondations les efforts dus aux actions latérales ou horizontales causées par : le vent, séisme, les forces de freinage de ponts roulant, les explosions, les chocs de véhicules, la poussée de terre.

-empêcher des grandes déformations (ou de limiter les déplacements horizontaux) sous l'effet de ces actions.

-jouer un rôle important vis-à-vis des phénomènes d'instabilité en réduisant les risques de flambement et de déversement. En effet, ils diminuent les longueurs de flambement des poteaux, et ils constituent parfois des appuis latéraux intermédiaires pour les membrures comprimées de poutres et de portiques vis-à-vis du déversement.

-possèdent un rôle important dans les problèmes de vibration de la construction, dans son ensemble ou dans des éléments élancés de cette construction et ce, en modifiant la période fondamentale. Ce qui permet d'éviter le phénomène de résonnance.

VI.2 Les différents types de contreventement :

VI 2.1 Contreventements de toitures « poutre au vent » :

Les poutres au vent sont disposés suivant les versants de la toiture ils sont le plus souvent dans les travées de rives, Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixée sur la traverse. Leur rôle principale constitue à :

- ✓ Transmettre les actions horizontales du vent sur les pignons jusqu'aux palées de stabilité dans les longs pans.
- ✓ Transmettre toutes les forces de frottements exercés par le vent sur la toiture aux palées de stabilité.

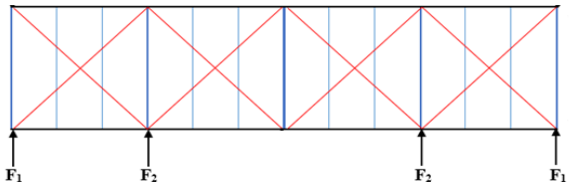


Figure VI.1 : contreventement de forme(X)

VI 2.2 Contreventements de façades « palée de stabilité » :

La palée de stabilité est un contreventement destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

Pour ce projet on a opté pour des contreventements de type Croix de Saint André :

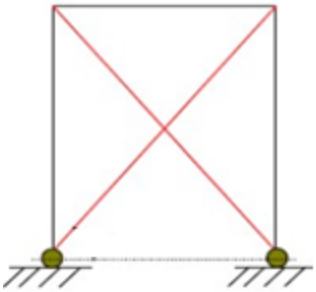


Figure VI.2 : contreventement de forme Croix de Saint André

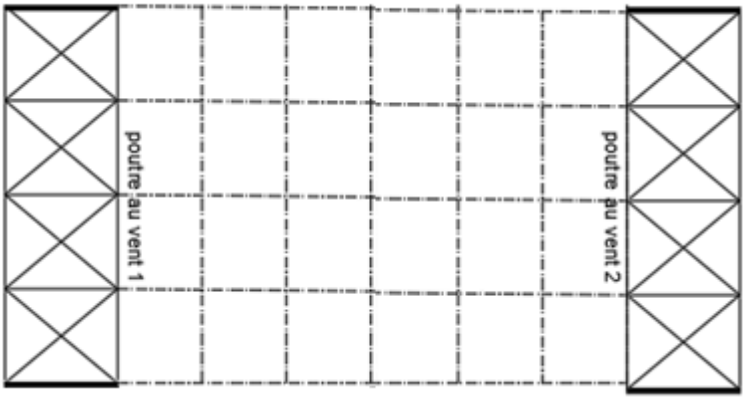


Figure VI. 3 : plans d'implantation du système de contreventement

VI.3 Calcul de la Poutre au vent en pignon :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, aux Potelets puis à la traverse du portique, cette dernière n'est pas rigide transversalement, il est nécessaire de stabiliser en construisant un dispositif dans le plan de toiture.

La poutre contreventée sera calculée comme une poutre a treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales des potelets ; auxquels on adjoint les efforts d'entrainement.

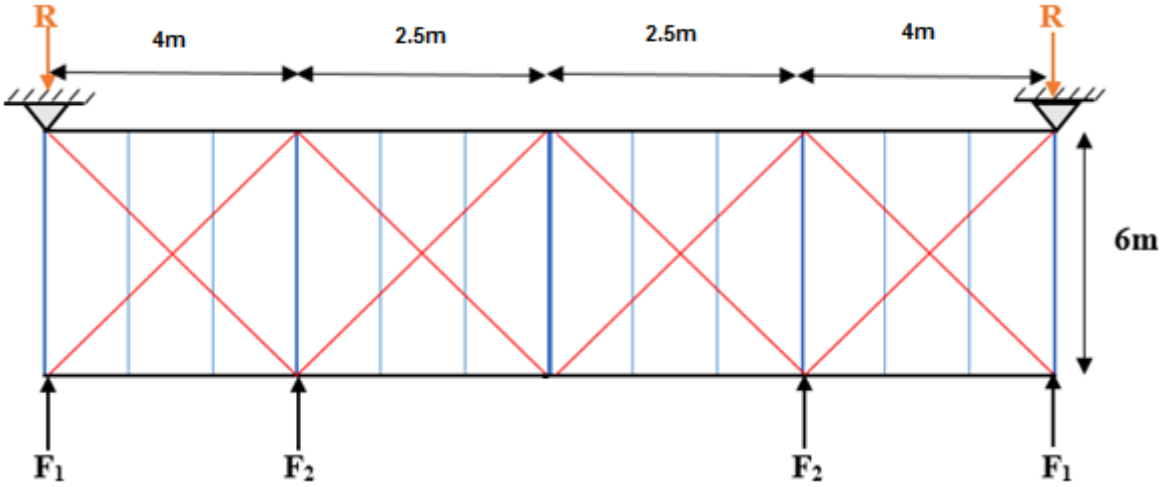


Figure VI.4 : schéma statique de la poutre au vent.

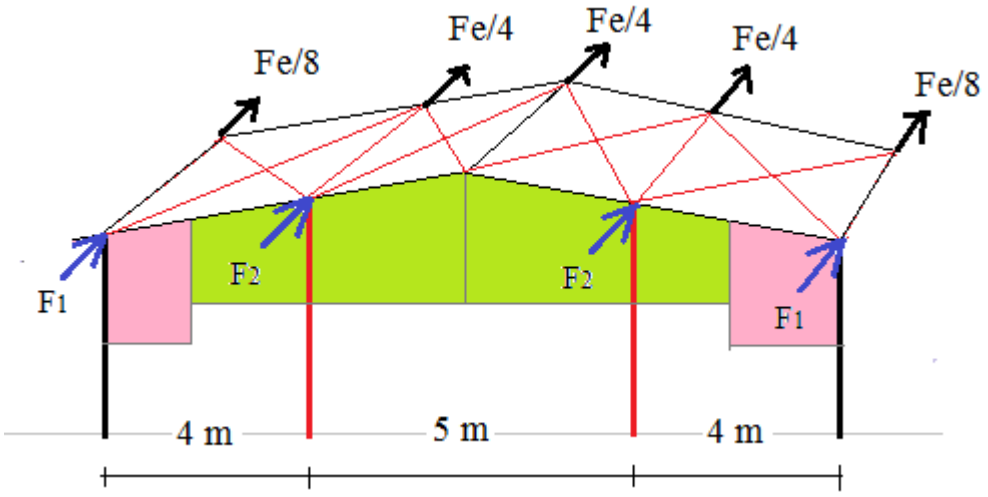


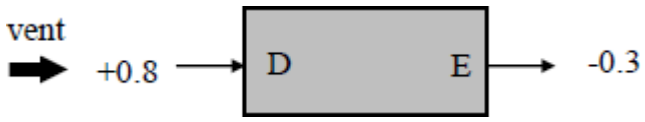
Figure VI.5 : les efforts horizonteaux en tete des potelets.

On a :

$$F_1 = \left[V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b_1}{2}\right] + {}^{F_e}/_{8}$$

$$F_2 = \left[V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b_2}{2}\right] + {}^{F_e}/_{4}$$

D'après l'étude au vent ,la valeur de C_e est ci-dessous.(voir CHIII).



$$\sum C_r = C_{eD} + C_{eE} = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

$$q_h = q_{ref} \times C_{ex} = 37.5 \times 1.4639 = 43.65 daN/m^2$$

$C_d = 1$ (voir CH3)

$$p_h = C_d \times C_{ex} \sum C_r = 1 \times 43.65 \times 1.1 = 48.015 daN/m^2$$

$$p_h = V = 48.015 daN/m^2.$$

VI 3.1 La force d'entrainement :

F_r est la force de frottement pour la toiture,dans notre cas la force du frottement : (voir chapitre III).

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

$$q_h = 43.65 daN/m^2$$

$C_{fr} = 0.04$ coefficient de frottement

$$S_{fr} = 552.4 m^2$$

$$F_{fr} = 43.65 \times 0.04 \times 552.4 = 964.5 daN$$

VII.3.2 évaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :

$$F_1 = \left[48.015 \times \frac{6}{2} \times \frac{4}{2}\right] + {}^{964.5}/_{8} = 697 daN$$

$$F_2 = \left[48.015 \times \frac{6.2}{2} \times \frac{(4+5)}{2}\right] + {}^{964.5}/_{4} = 1581 daN$$

Calcul des réactions :

$R_A = R_B = F_1 + F_2 = 2278daN$

Les valeurs des réactions et de forces exercées sur la poutre au vent sont présentées sur la figure suivante :

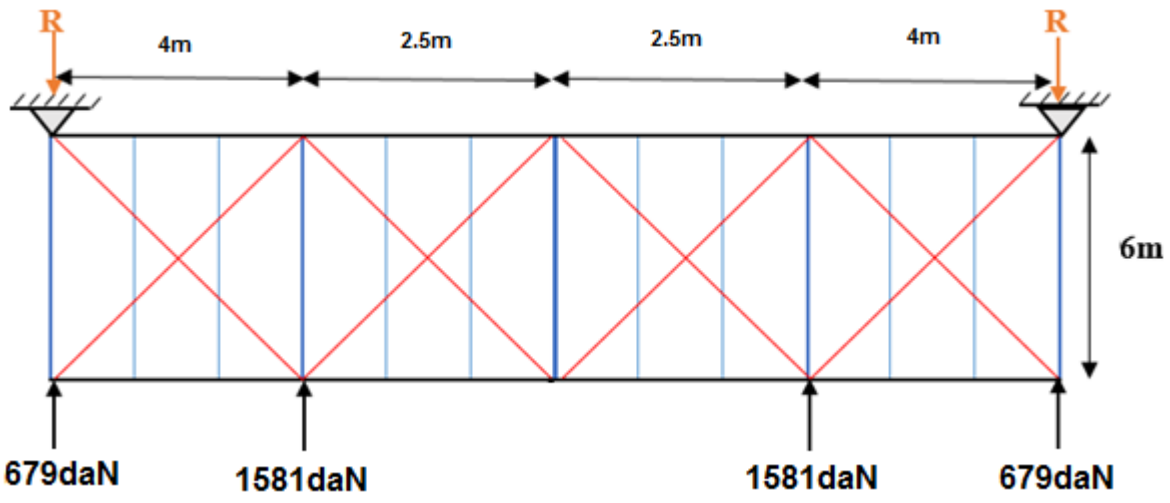


Figure VI.6 : valeurs des forces et réactions.

❖ Calcul des efforts de traction dans les diagonales :

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

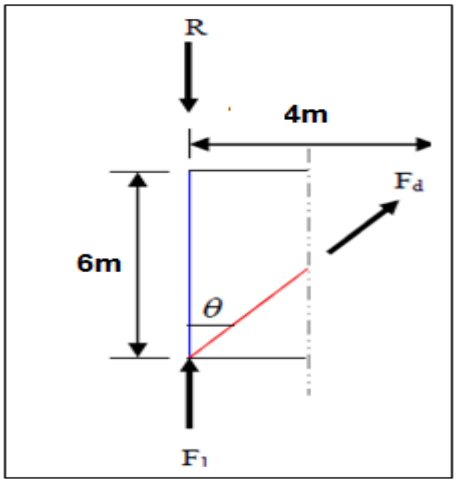


Figure VI.7 : isolation du nœud1

$tan^{-1}(\alpha) = tan^{-1}\left(\frac{4}{6}\right) = 0.666 \quad \rightarrow \alpha = 34° \sum F_y = 0 \quad \rightarrow -R_A + F_1 + F_d \cos\alpha = 0$

$\rightarrow F_d = \frac{R_A - F_1}{\cos\alpha} = \frac{2278-697}{\cos 34°} = 1907.03 daN$

$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 1.5 \times 1907.03 = 2860.5 daN = 28.605 KN$

- **Calcul de la section brute A de la diagonale :**

$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{28.605 \times 1.1}{23.5} = 1.34 cm^2$

$A \geq 1.34 cm^2$

On adopte une cornière : L (40× 40 × 5)→ A=3.79cm² un boulon de 12mm et un trou de 13mm.

- **Section nette :**

$A_{net} = A - t \times d_0 = 3.79 - 0.5 \times 1.3 = 3.14 cm^2$

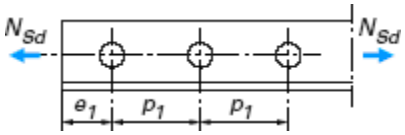
VI 3.3Vérification à la résistance ultime de la section nette :

- **Condition de résistance :**

$N_{sd} \leq N_{U.Rd}$

Cas des cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus.

$N_{u.Rd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}}$



Ou β est le coefficient min-orateur donné dans le tableau 1 l'entre-axe p_1 des trous.

Tableau1-coefficient min-orateurs$\beta_2 et \beta_3$		
Entre-axe p_1	$\leq 2.5 d_0$	$\geq 5.0 d_0$
2boulonsβ_2	0.4	0.7
3boulons ou plusβ_3	0.4	0.7

- **Exemple :**

Attache de 3 boulons et plus : $p_1 = 100mm$;$e_1 = 25mm$

$p_1 = 100mm > 5.0d_0 = 5 \times 13 = 65mm$

$d_0 = 13mm$: $diametre\ des\ trous$

Donc : $\beta = \beta_3 = 0.7$

$N_{u.Rd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 3.14 \times 3600}{1.25} = 6330.24daN$

$N_{sd} = 2860.5daN < N_{u.Rd} = 6330.24daN$.....verifies.

❖ **Conclusion :**

Une cornière isolée de **40×40×5**avec boulon de 12mm et trous 13mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

❖ **Vérification de la section a la résistance :**

La formule de vérification est la suivante :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{Ny.rd}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{Nz.rd}}\right]^{\beta} \leq 1.0$$

$$M_{Ny.rd} = M_{ply.rd}\left[\frac{1-n}{1-0.5a}\right]$$

$$M_{Nz.rd} = M_{plz.rd}\left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a}\right)^2\right]$$

$a = min\left(\frac{A_w}{A}; 0.5\right)$ avec : $A_w = A - 2bt_f$ (air de l'âme).

$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}}$;$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$;$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$; $M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}}$

VI 3.4 Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :

❖ **Flexion déviée :(voir calcul des pannes**

$G = 32daN/ml$
$N = 60daN/ml$

❖ **Compression :(voir calcul des contreventements)**

$V = F_2 = 1581daN$

VI 3.4.1 Combinaison de charge :

$1.35G + 1.35E + 1.35V$

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

$N_{sd} = 1.35V$

$Q_{sd} = 1.35G + 1.35E = 1.35 \times 32 + 1.35 \times 60 = 124.2daN/ml$

$Q_{z.sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = 103daN/ml$

$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.ds} \times l^2}{8} = 463.5daN.m$

$Q_{y.sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = 69.45daN/ml$

$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.ds} \times (l/2)^2}{8} = 78.13daN.m$

$N_{sd} = 1.35V = 1.35 \times 1581 = 2134.35daN$

Caractéristiques géométriques de l'**IPE120** :

$\mathrm{Wel._y} = 53.0cm^3$; $\mathrm{Wel._z} = 8.64cm^3$; $\mathrm{Wpl._y} = 60.7cm^3$; $\mathrm{Wpl._z} = 13.6cm^3$.

b= 6.4cm ; h=12cm ; $t_f = 0.63cm$

$\mathrm{M_{ply.Rd}} = \mathrm{Wpl_y} \times \frac{\mathrm{fy}}{\gamma_{M0}} = \frac{60.7 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1297\mathrm{daN.m}$

$\mathrm{M_{plZ.Rd}} = \mathrm{Wpl_z} \times \frac{\mathrm{fy}}{\gamma_{M0}} = \frac{13.6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 290.5\mathrm{daN.m}$

$\mathrm{N_{pl.Rd}} = \frac{\mathrm{A \times fy}}{\gamma_{M0}} = \frac{13.2 \times 2350}{1.1} = 28200\mathrm{daN}$

a)-incidence de l'effort normal :

$0.25\mathrm{N_{pl.Rd}} = 7050daN$

$A_w = A - 2bt_f = 13.2 - (2 \times 6.4 \times 0.63) = 5.136cm^2$

$0.5A_w \times \frac{\mathrm{fy}}{\gamma_{M0}} = 0.5 \times 5.136 \times \frac{2350}{1.1} = 5486.2daN$

$N_{sd} = 1156.14daN < \min(7050\,;5486.2)\,daN$

→il n'y a pas interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$M_{Ny.rd} = M_{ply.rd}$

$M_{Nz.rd} = M_{plz.rd}$

La formule de la vérification est la suivante :

$$\left[\frac{M_{y.sd}}{M_{Ny.rd}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z.sd}}{M_{Nz.rd}}\right]^{\beta} \leq 1.0$$

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

$\left[\frac{463.5}{1297}\right]^{2} + \left[\frac{78.13}{290.5}\right]^{1} = 0.40 \leq 1.0$…….....vérifiée.

b) incidence de l'effort tranchant :

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

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.

VI.3.4.2Vérification de l'élément aux instabilités (flambement et déversement) :

<u>Semelle supérieure :</u>

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

<u>Semelle inférieure :</u>

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser de moment quelle 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 :

$G = 32daN/ml$: Charge permanente

$V = 81.7daN/ml$: Vent de soulèvement (voir calcul des pannes).

$V' = 1581daN/ml$: Effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (montant de la poutre au vent).

- **Charge de flexion :** voir calcul des pannes.

$Q_{z.sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5V = 32\cos(7.40°) - 1.5(81.7) = -91daN/ml\uparrow$

$Q_{y.sd} = 1.35G \times \sin(\alpha) = 1.35(32) \times \sin(7.40°) = 5.6daN/ml\leftarrow$

$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.ds} \times l^2}{8} = 409.5daN.m$

$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.ds} \times (l/2)^2}{8} = 6.3daN.m$

Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :

- Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl.Rd}} + \frac{k_y M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} + \frac{k_z M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1.0$$

- Flexion déviée composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{bz.Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y.sd}}{\chi_{LT} M_{ply.Rd}} + \frac{k_z M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1.0$$

$$M_{ply.Rd} = Wpl_y \times \frac{fy}{\gamma_{M0}} \quad ; M_{plZ.Rd} = Wpl_z \times \frac{fy}{\gamma_{M0}} \quad ; N_{pl.Rd} = \frac{A \times fy}{\gamma_{M0}}$$

$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_{LT} \times A \times f_y}$; et $k_{LT} \leq 1.0$

$\mu_{LT} = 0.15\overline{\lambda_z} \times \beta_{MLT} - 0.15$; et $\mu_{LT} \leq 1.0$

$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$; et $k_y \leq 1.5$

$\mu_y = \overline{\lambda_y}\left(2\beta_{My} - 4\right) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$; et $\mu_y \leq 0.9$

$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$; et $k_z \leq 1.5$

β_{My}, β_{Mz} et β_{MLT} sont des facteurs de moments uniformes équivalents pour le flambement par rapport l'axe des y et z et le déversement respectivement.

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie :

$\beta_{My} = \beta_{MLT} = 1.3$

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

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

Flambement par rapporta l'axe fort yy'

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y{}^2 - \lambda_y{}^2)^{0.5}}$$

$$\phi_y = 0.5\left[1 + \alpha_y(\overline{\lambda_y} - 0.2) + \overline{\lambda_y}^2\right]$$

$\overline{\lambda_y} = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right].[\beta_A]^{0.5}$; $\beta_A = 1.0$ Pour les sections de classe 1,2 et 3.

Ou :

$\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ =93.9ε ; élancement Eulérien

Avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$

$\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{21000}{23.5}}$ =93.9

L'élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{4.90} = 122.45$$

$$\overline{\lambda_y} = \left[\frac{122.45}{93.9}\right].[1.0]^{0.5} = 1.30$$

Courbe de flambement (voir tableau 1) :

$$\frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1.87 > 1.2$$

Axe de flambement y-y → courbe de flambement a ;

α =0.21 (tableau 3)

$\phi_y = 0.5[1 + 0.21(1.3 - 0.2) + 1.3^2] = 1.5$

$\chi_y = \frac{1}{1.5+(1.5^2-1.3^2)^{0.5}} = 0.44$

-Flambement par rapporta l'axe faible zz) :

$\chi_z = \frac{1}{\phi_z+(\phi_z{}^2-\lambda_z{}^2)^{0.5}}$

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

$\bar{\lambda_z} = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right].[\beta_A]^{0.5}$; $\beta_A = 1.0$ Pour les sections de classe 1,2 et 3.

Ou :

$\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ =93.9ε ; élancement Eulérien

Avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$

$\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{21000}{23.5}}$ =93.9

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

$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{1.45} = 207$

$\bar{\lambda_z} = \left[\frac{207}{93.9}\right].[1.0]^{0.5} = 2.2$

Courbe de flambement (voir tableau 1) :

$\frac{h}{b} = \frac{120}{64} = 1.87 > 1.2$

Axe de flambement z-z → courbe de flambement b ;

α =0.34 (tableau 3)

$\phi_z = 0.5[1 + 0.34(2.2 - 0.2) + 2.2^2] = 3.3$

$\chi_z = \frac{1}{3.3+(3.3^2-2.2^2)^{0.5}} = 0.17$

$\chi_{min} = Min(\chi_y;\chi_z) = Min(0.44;0.17) = 0.17$

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement $\overline{\lambda_{LT}}$:

$\overline{\lambda_{LT}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right].[\beta_w]^{0.5}$

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

Pour les profilés laminés en **I** et **H** :(voir l'annexe F) Eurocode 3.

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5}\left[1+\frac{1}{20}\left(\frac{L/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25}}$$

L=300cm : longueur libre entre maintien latéraux (présence d'un lierne.

$$\lambda_{LT} = \frac{300/1.45}{1.88^{0.5}\left[1+\frac{1}{20}\left(\frac{300/1.45}{12/0.63}\right)^2\right]^{0.25}} = 57.45$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right].[\beta_A]^{0.5} = \frac{57.45}{93.9} \times 1.0 = 0.61$$

$\overline{\lambda_{LT}} = 0.84 > 0.40$ $\rightarrow$ il y a risque de déversement

$\alpha_{LT} = 0.21$ Pour les sections laminées

$$\phi_{LT} = 0.5\left[1 + \alpha_{LT}(\overline{\lambda_{LT}} - 0.2) + \overline{\lambda_{LT}}^2\right] = 0.5[1 + 0.21(0.61 - 0.2) + 0.61^2] = 0.73$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT}+(\phi_{LT}{}^2-\lambda_{LT}{}^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.73+(0.73^2-0.61^2)^{0.5}} = 0.88 \leq 1.0$$

- **Calcul des coefficients k : (section de classe 1)**

$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT}\times N_{sd}}{\chi_{LT}\times A\times f_y}$; et $k_{LT} \leq 1.0$

$\mu_{LT} = 0.15\overline{\lambda_z} \times \beta_{MLT} - 0.15$; et $\mu_{LT} \leq 1.0$

$$\mu_{LT} = 0.15(2.2) \times 1.3 - 0.15 = 0.28 < 0.9$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0.28\times1581}{0.88\times13.2\times2350} = 0.02$$

$k_y = 1 - \frac{\mu_y\times N_{sd}}{\chi_y\times A\times f_y}$ et $k_y \leq 1.5$

$\mu_y = \overline{\lambda_y}\left(2\beta_{My} - 4\right) + \frac{W_{ply}-W_{ely}}{W_{ely}}$ et $\mu_y \leq 0.9$

$$\mu_y = 1.30(2(1.3) - 4) + \frac{60.7-53}{53} = -1.67$$

$$k_y = 1 - \frac{-1.67\times1581}{0.44\times13.2\times2350} = 1.19$$

$\mu_z = \overline{\lambda_z}(2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz}-W_{elz}}{W_{elz}}$ et $\mu_y \leq 0.9$

$$\mu_z = 2.2(2(1.3) - 4) + \frac{13.6-8.64}{8.64} = -2.50$$

$$k_z = 1 - \frac{-2.50\times1581}{0.17\times13.2\times2350} = 1.75$$

Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl.Rd}} + \frac{k_y M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} + \frac{k_z M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{1581}{0.17\times 28200} + \frac{1.19\times 409.5}{1297} + \frac{1.75\times 6.3}{290.5} = 0.72 < 1.0$$ .....vérifiée.

Flexion déviée composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{bz.Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y.sd}}{\chi_{LT} M_{ply.Rd}} + \frac{k_z M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{1581}{0.17\times 28200} + \frac{0.02\times 409.5}{0.88\times 1297} + \frac{1.75\times 6.3}{290.5} = 0.37 < 1.0$$ .....vérifiée.

- **Conclusion :**

Le profilé **IPE120** est adéquat comme panne de toiture.

VI 4.4 Calcul de palée de stabilité au long-pan :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts du vent sur les 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.

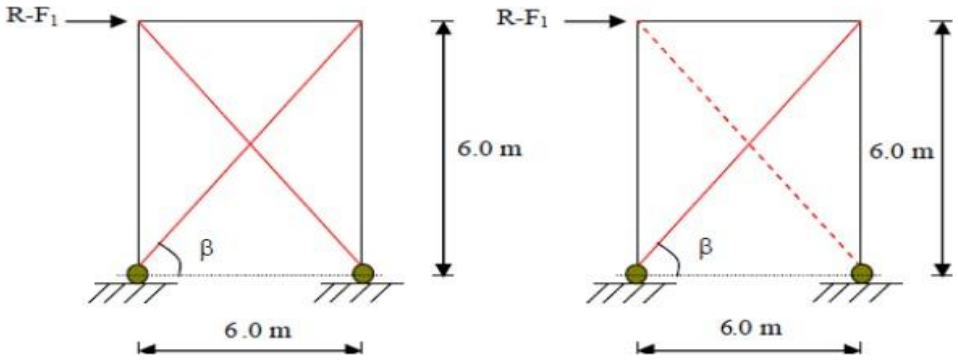


Figure VI.8 : schéma statique de palée de stabilité au long-pan.

Par la méthode des coupures :

a)- effort de traction dans la diagonale tendue :

$N \times \cos\beta = R - F_1$ avec : $R = 2278 daN$

$\tan\beta = \frac{6}{6} = 1$ $\rightarrow arctg\ \beta = 45°$

D'où $N = \frac{R-F_1}{COS\beta} = \frac{2278-679}{COS\ 45°} = 2261.33 daN$

$N = 2261.33 daN$

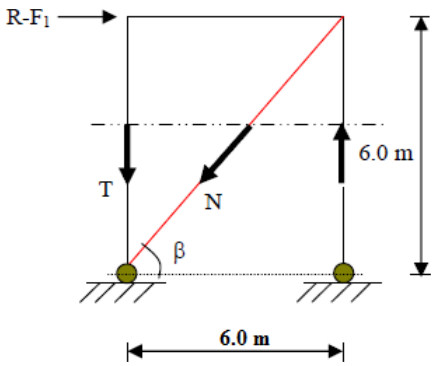


Figure VI.9 : effort de traction dans la diagonale tendue.

B)-Section de la diagonale :

$N_{sd} = 1.5 \times N = 1.5 \times 2261.33 = 3392daN = 33.92kN$

$\boldsymbol{N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}}$

$\boldsymbol{A > \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{33.92 \times 1.1}{23.5} = 1.59cm^2}$

Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de L (40× $\mathbf{40 \times 5}$)avec un boulon de 12mm et trous de 13mm.

Soit L (40× $\mathbf{40 \times 5}$) (A=3.79cm²**)**

Section nette : $\boldsymbol{A_{net} = 3.79 - 0.5 \times 1.3 = 3.14cm^2}$

Vérification à la résistance ultime de la section :

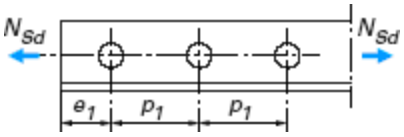
Cas de cornières assemblées par une seule aile :

Attache de trois boulons et plus.

: $p_1 = 100mm$;$e_1 = 25mm$

$p_1 = 100mm > 5.0d_0 = 5 \times 13 = 65mm$

$d_0 = 13mm$: $diametre\ des\ trous$



Donc : $\beta = \beta_3 = 0.7$

$N_{u.Rd} = \frac{\beta \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 3.14 \times 3600}{1.25} = 6330.24daN$

$N_{sd} = 3392daN < N_{u.Rd} = 6330.24daN$.....verifies.

❖ Conclusion :

Une cornière isolée de **40×40×5**avec boulon de 12mm et trous 13mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité.

Chapitre VII :

Les portiques.

Introduction :

Le portique est l'un des éléments principaux qui composent l'ossature, son rôle est de reprendre tout effort transversal agissant sur la structure, dans notre cas le portique se compose d'une poutre principale appelée traverse, qui repose sur un poteau à chacune de ses extrémités.

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, séismiques, climatiques, réaction des ponts roulants) qui les sollicitent. Leurs calculs sont faits sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute la période d'exploitation. Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, traverses) ; elles servent également au calcul des assemblages, ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

Plan de repérage :

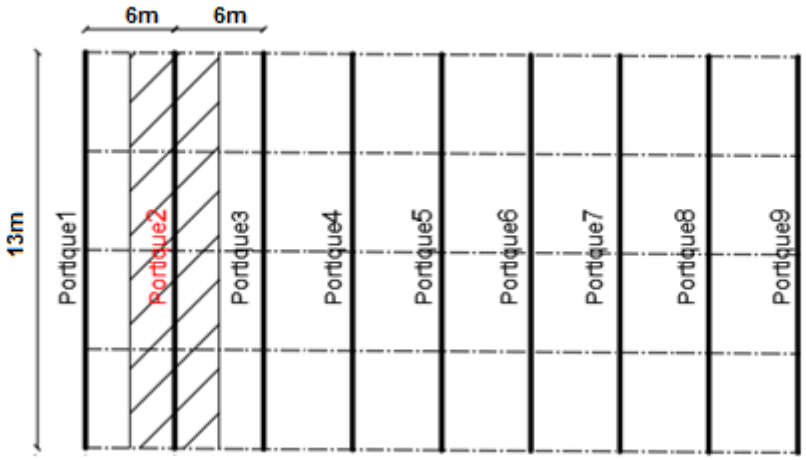


Figure VII.1 : plan de repérage du portique le plus sollicité

Description des portiques :

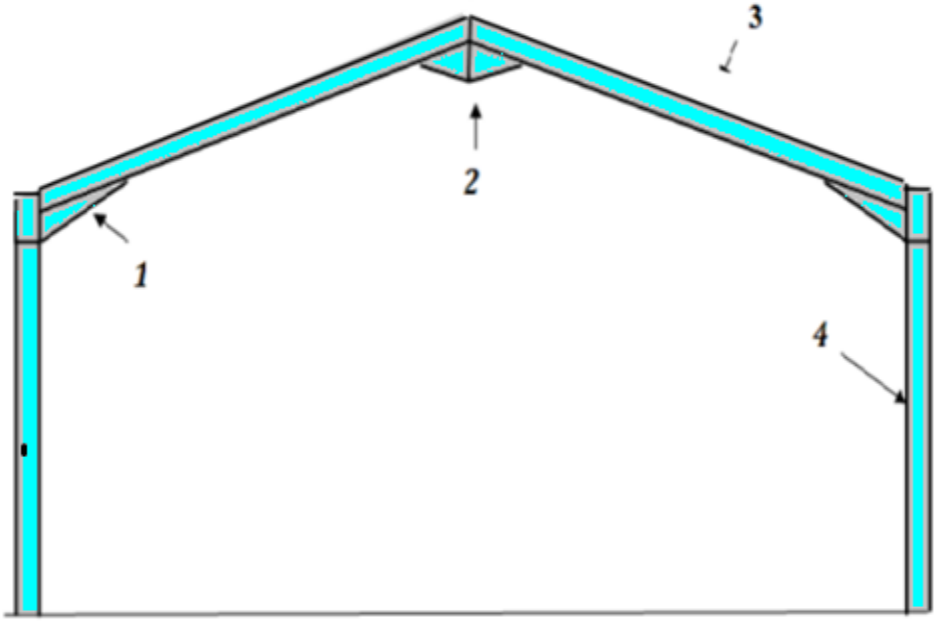


Figure VII.2 Schéma des portiques du hangar.

1- renfort de jarret

2-renfort de faitage

3-traverse

4-poteau

VII.1 L'effort sollicitant le portique :

Notre structure c'est un bloc industriel composé d'une succession de portiques à deux versants.

VII.1.1 Charges permanentes :

Couverture et accessoires de pose : 17kg/m²

Pannes (**IPE120**) :10.4kg/ml≈9.45kg/m²

Traverse estimée (**IPE240**) :30.7kg/m²

Entre-axe des portiques : l=6m

$G = (17 + 9.45 + 30.7) \times 6 = 342.9 daN/ml$

VII.1.2 Effet de la neige :

Notre structure est implantée au niveau de la mer donc on néglige l'effet de la neige et on prend en compte celui de la charge d'entretien.

E=60daN/m² (Charge d'entretien)

E=60×6=360daN/m

VII.1.3 Effet du vent V_1 perpendiculaire au long pan (plus défavorable) :

L'entre-axe des portiques est de 6m : ph$(\frac{\text{daN}}{\text{m}^2}) \times e = ph(\frac{daN}{ml})$

Tableau VII.1 : actions du vent plus défavorable.

Zone	q_p(z)N/m²	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	W(z) N/m²
A	436.5	-1	+0.2	-1.20	-523.80
B	436.5	-0.8	+0.2	-1.00	-436.50
D	436.5	+0.8	+0.2	+0.6	+261.90
E	436.5	-0.3	+0.2	-0.50	-218.25
F	436.5	-1.80	+0.2	-2.00	-873.00
		-1.33		-1.53	
G	436.5	-1.10	+0.2	-1.30	-567.45
		-0.90		-1.10	
H	436.5	-0.53	+0.2	-0.73	-436.50
		+0.41		+0.21	
J	436.5	-0.70	+0.2	-0.90	+659.11
		+1.71		+1.51	
I	436.5	-0.55	+0.2	-0.75	-327.37

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis du vent, car la surface tributaire du portique intermédiaire est le double que celle du portique de rive.

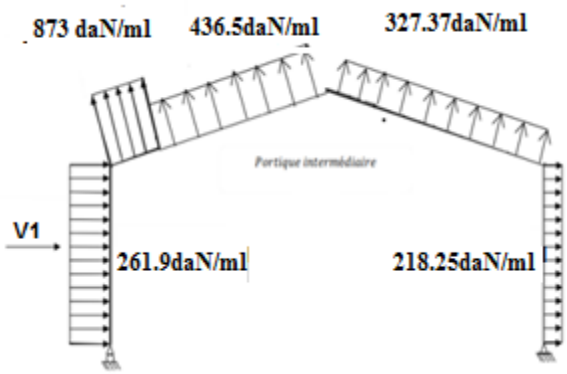


Figure VII.3 : pression statique du vent sur le portique.

Pour simplifier les calculs, on transforme la charge du vent sur le portique en une charge équivalente uniformément répartie.

Versant gauche : $\frac{873\times1.369+436.5\times5.131}{6.5} = 528.43daN/ml$ (livre de Dahmani Lahlou)

Pour des raisons de simplicité on prend : V=(528.43+327.37)/2=855.8daN/ml

VII.2 Calcul des efforts internes :

En utilisant la méthode des forces et déplacements de la RDM. On calcul les efforts internes de notre portique.

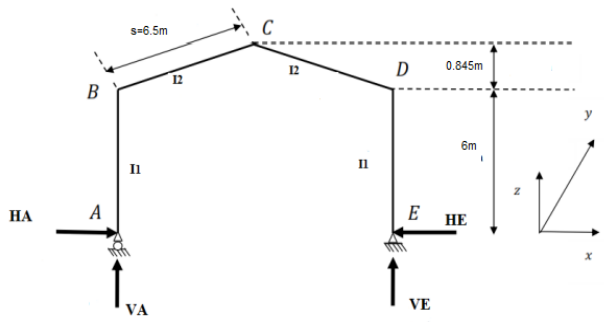


Figure VII.4 : efforts internes.

On assume que : I1=I2

$$k = \frac{raideur\ rampant}{raiseur\ bequille} = \frac{I2/2}{I1/s} = \frac{h}{s} = \frac{6}{6.5/cos7.40°} = 0.915$$

$$\varphi = \frac{f}{h} = \frac{0.845}{6} = 0.140$$

$$\Delta = K + 3 + +3\varphi + \varphi^2 = 0.915 + 3 + 3 \times 0.14 + 0.14^2 = 4.35$$

VII.2.1 Charges verticales vers le bas : (charge permanente et surcharge d'entretien)

Comme première étape on calcul d'abord sous charge unitaire q=1daN

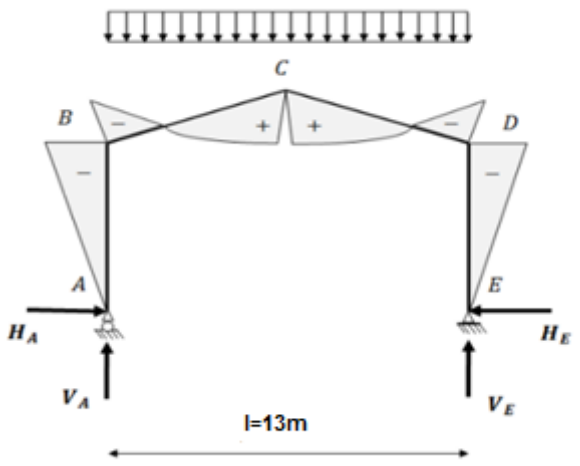


Figure VII.5 : efforts internes (effet vers le bas)

$$\beta = \frac{8+5\varphi}{4\Delta} = \frac{8+5\times0.14}{4\times4.35} = 0.5$$

$$\gamma = 1 - \beta(1+\varphi) = 0.43$$

$$HA = HE = \frac{\beta q l^2}{8h} = \frac{0.5\times1.0\times13^2}{8\times6} = 1.8daN$$

$$VA = VE = \frac{ql}{2} = \frac{1.0\times13}{2} = 6.5daN$$

$$\frac{ql^2}{8} = 21.125daN.m$$

$$M_B = M_D = \frac{-\beta q l^2}{8} = -10.6daN.m$$

$$M_c = \frac{\gamma q l^2}{8} = +9.08daN.m$$

VII.2.1.1 Charges verticales vers le haut : (vent de soulèvement)

Calcul sous la charge unitaire q=1.0daN/ml

$$HA = HE = \frac{\beta q l^2}{8h} = \frac{0.5\times1.0\times13^2}{8\times6} = 1.76daN$$

$$VA = VE = \frac{ql}{2} = \frac{1.0\times13}{2} = 6.5daN$$

$$\frac{ql^2}{8} = 21.125daN.m$$

$$M_B = M_D = +\frac{\beta ql^2}{8} = +10.6daN.m$$

$$M_c = -\frac{\gamma ql^2}{8} = -9.08daN.m$$

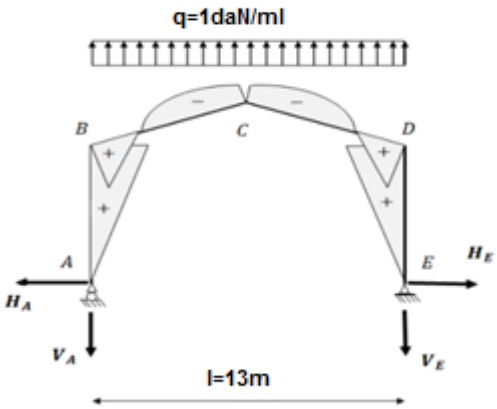


Figure VII.6 : efforts internes (charges verticales vers le haut)

VII.2.1.2 Vent horizontal (pression) :

Calcul sous la charge unitaire q=1.0daN/ml

$$\delta = \frac{5K+12+6\varphi}{8\Delta} = \frac{5\times0.915+12+6\times0.14}{8\times4.35} = 0.5$$

$$\beta = 1-\delta = 1-0.5 = 0.5$$

$$\gamma = \delta(1+\varphi) - \frac{1}{2} = 0.5(1+0.14) - \frac{1}{2} = 0.07$$

$$HE = \delta\frac{qh}{2} = 0.5\times\frac{1.0\times6}{2} = 1.5daN$$

$$HA = qh - HE = 1.0\times6 - 1.5 = 4.5daN$$

$$VA = -VE = \frac{qh^2}{2l} = \frac{1.0\times6^2}{2\times13} = 1.38daN$$

$$M_D = -\frac{\delta qh^2}{2} = \frac{0.5\times1.0\times6^2}{2} = -9.0daN.m$$

$$M_B = \frac{\beta qh^2}{2} = \frac{0.5\times1.0\times6^2}{2} = 9.0daN.m$$

$$M_c = -\frac{\gamma qh^2}{2} = -\frac{0.07\times1.0\times6^2}{2} = -1.26daN.m$$

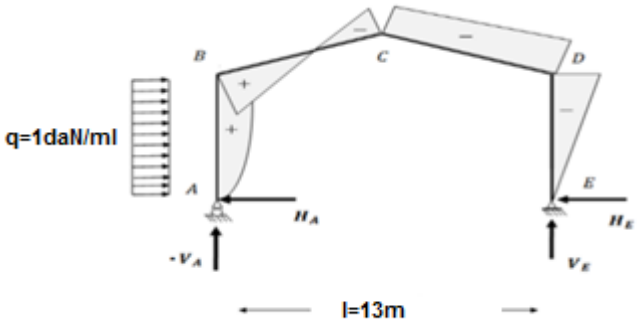


Figure VII.7 : efforts internes (charge horizontale)

VII.2.1.3 Vent horizontal (de dépression) :

$$HA = \delta\frac{qh}{2} = 0.5 \times \frac{1.0\times6}{2} = 1.5daN$$

$$HE = qh - HA = 1.0 \times 6 - 1.5 = 4.5daN$$

$$VE = -VA = \frac{qh^2}{2l} = \frac{1.0\times6^2}{2\times13} = 1.38daN$$

$$M_B = \frac{\beta qh^2}{2} = \frac{0.5\times1.0\times6^2}{2} = +9.0daN.m$$

$$M_D = -\frac{\delta qh^2}{2} = -\frac{0.5\times1.0\times6^2}{2} = -9.0daN.m$$

$$M_c = \frac{\gamma qh^2}{2} = \frac{0.07\times1.0\times6^2}{2} = +1.26daN.m$$

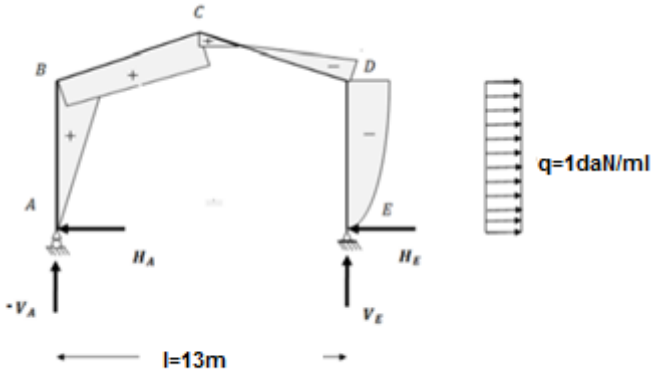


Figure VII.8 : efforts internes (dépression)

VII.3 Efforts internes sous charge unitaire :

Tableau VII.2 : réactions d'appuis sous charge unitaire.

		Réactions d'appuis (daN)			
Actions	Q (daN/ml)	HA	HE	VA	VE
G	1.0	1.8	1.8	6.5	6.5
E	1.0	1.8	1.8	6.5	6.5
V_{X1} horizontal	1.0	-4.5	-1.5	-1.38	+1.38
V_{X2} dépression horizon	1.0	1.5	4.5	-1.38	1.38
V_{X3} soulèvement	1.0	1.76	1.76	6.5	6.5

Tableau VII.3 : valeurs des moments sous charge unitaire.

		Les moments (daN.m)		
Actions	Q (daN/ml)	MB	MC	MD
G	1.0	-10.6	9.08	-10.6
E	1.0	-10.6	9.08	-10.6
V_{X1} horizontal	1.0	+ 9.0	+1.26	-9.0
V_{X2} dépression horizon	1.0	9.0	1.26	-9.0
V_{X3} soulèvement	1.0	10.6	-9.08	10.6

VII.4 Efforts internes sous charge réelle :

Tableau VII.4 : réactions d'appuis sous charge réelles.

		Réactions d'appuis (daN)			
Actions	Q (daN/ml)	HA	HE	VA	VE
G	342.9	+604	-604	+2230	+2230
E	360	+634	-634	+2340	+2340
V_{X1} pression horizontal	261.8	-1178.55	-392.85	-362.63	+362.63
V_{X2} dépression horizont	218.25	-327.4	-982.1	-302.2	+302.2
V_{X3} soulèvement	855.9	-1506.56	+1506.56	-5562.7	-5562.7
$V_{RX} = V_{X1} + V_{X2} + V_{X3}$		-3012.51	+131.61	-6227.53	-4897.87

Tableau VII.5 : valeurs des moments sous charges réelles.

		Les moments (daN.m)		
Actions	Q (kN/ml)	MB	MC	MD
G	342.9	-3622	+3115	-3622
E	360	-3802	+3270	-3802
V_{X1} pression horizontal	261.9	+2357.1	-330	-2357.1
V_{X2} dépression horizont	218.25	+1964.25	+275	-1964.25
V_{X3} soulèvement	855.8	+9039.4	-7773.8	+9039.4
$V_{RX} = V_{X1} + V_{X2} + V_{X3}$		+13361	-7829	+4718.05

Combinaison à L'ELU :

Tableau VII.6 : combinaison à L'ELU pour les réactions d'appuis.

Réactions d'appuis (kN)				
Les combinaisons	HA	HE	VA	VE
$1.35G + 1.5E$	+17.67	-17.67	+65.21	+65.21
$1.35G + 1.35E + 1.35V_{RX}$	-57.4	-34.53	-146	-128
$G + 1.5V_{RX}$	-51.22	-26	-116	-96

Tableau VII.7 : combinaison à L'ELU pour les moments.

Les moments (kN.m)			
Les combinaisons	MB	MC	MD
$1.35G + 1.5E$	-105.93	+91.11	-105.93
$1.35G + 1.35E + 1.35V_{RX}$	+118.31	-192	-164
$G + 1.35V_{RX}$	+56.32	-149	+107

VII.5 Calcul de l'imperfection géométrique globale (défauts 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.

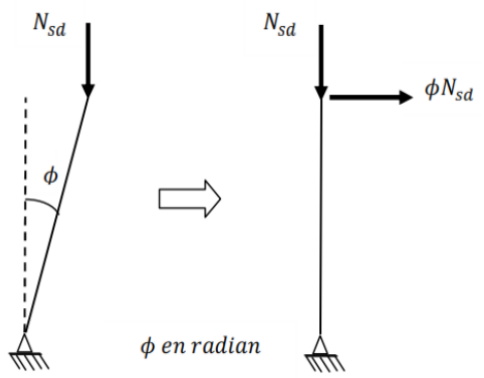


Figure VII.9 : imperfection géométrique global.

$H_{eq} = \emptyset \times N_{sd}$

$\emptyset = \emptyset_0 \times \alpha_h \times \alpha_m$

$\alpha_m = \frac{1}{200}$

$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$

$\alpha_m = \sqrt{0.5(1 + 1/m)}$

H_{eq}:Effort horizontale équivalent appliqué en tête de chaque poteau.

N_{sd}:Effort normal de compression dans le poteau.

$\emptyset$:Défaut initial d'aplomb.

$\emptyset_0$:Valeur de base.

α_h:Coefficient de réduction qui tient compte de la hauteur applicable au poteau.

α_m:Coefficient de réduction qui tient du nombre de poteaux dans une rangée.

$H = 6.845m$ Hauteur de la structure.

$$\alpha_m = \sqrt{0.5(1+1/2)} = 0.866$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{6.845}} = 0.764$$

$$\emptyset = \emptyset_0 \times \alpha_h \times \alpha_m = \frac{0.764 \times 0.866 \times 1}{200} = 0.0033$$

Efforts aux pieds de poteau à L'ELU :

Tableau VII.8 : efforts aux pieds des poteaux à L'ELU.

Combinaisons(ELU)	Poteau 01 (kN)		Poteau 02 (kN)		Somme	
	$H_A(kN)$	$V_A(kN)$	H_E(kN)	$V_E(kN)$	$H(kN)$	V(kN)
Combinaison 1	+17.67	+65.21	-17.67	+65.21	0	+130.42
Combinaison 2	-57.4	-146	-34.53	-128	-95.53	-274
Combinaison 3	-51.2	-116	-26	-96	-77.2	-212

Les défauts d'aplomb ne sont pas considérés si $|H| \geq 0.15|V|$

Tableau VII.9 : défaut d'aplomb.

Combinaisons(ELU)	$0.15V$	$\|H\| \geq 0.15\|V\|$
Combinaison 1	19.56	Non
Combinaison 2	41.1	Oui
Combinaison 3	31.8	Oui

- **Remarque :** les défauts d'aplomb ne sont pas pris en considération pour les combinaisons car la condition $|H| \geq 0.15|V|$ est vérifiée.

Effort équivalent en tête du poteau :

Tableau VII.10 : efforts équivalent en tête du poteau :

Combinaisons	Poteau01 (kN)		Poteau 02 (kN)	
	N_{sd}	H_{eq}	N_{sd}	H_{eq}
Combinaison 01 $1.35G + 1.5E$	146	0.215	146	0.215

VII.6 Calcul des efforts internes sous sollicitation horizontal :

P=0.215+0.215=0.43kN

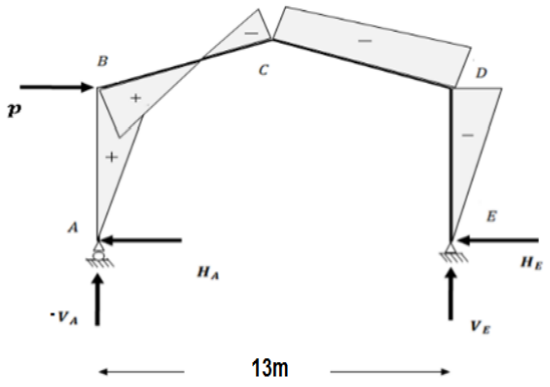


Figure VII.10 : effort horizontal en tête d poteau.

$$\beta = \frac{1}{2} \times \left(1 + \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta}\right) = \frac{1}{2} \times \left(1 + \frac{0.14(3+2\times0.14)}{2\times4.35}\right) = 0.53$$

$$\delta = \frac{1}{2} \times \left(1 - \frac{\varphi(3+2\varphi)}{2\Delta}\right) = \delta = \frac{1}{2} \times \left(1 - \frac{0.14(3+2\times0.14)}{2\times4.35}\right) = 0.47$$

$$\gamma = \frac{\varphi}{2} \times \left(1 - \frac{(1+\varphi)(3+2\varphi)}{2\Delta}\right) = \frac{0.14}{2} \times \left(1 - \frac{(1+0.14)(3+2\times0.14)}{2\times4.35}\right) = 0.04$$

$$H_A = \beta \times p = 0.23kN$$

$$H_E = p - H_A = 0.20kN$$

$$V_A = -V_E = -\frac{ph}{l} = -0.23kN$$

$$M_B = +\beta \times ph = 1.56kN.m$$

$$M_C = -\gamma \times ph = -0.12kN.m$$

$$M_D = -\delta \times ph = -1.38kN.m$$

Tableau VII.11 : combinaison à L'ELU les réactions d'appuis avec prise en compte de H_{eq}

	Réactions d'appuis $[kN]$			
Combinaisons	H_A	H_E	V_A	V_E
$1.35G + 1.5E$	+17.67	-17.67	+65.21	+65.21
P	-0.23	-0.20	-0.23	+0.23
$1.35G + 1.5E + P$	+17.44	-17.87	+64.98	+65.44
$1.35G + 1.35E + 1.35V_{RX}$	-57.4	-34.53	-146	-128
$G + 1.5V_{RX}$	-51.22	-26	-116	-96

Tableau VII.12 : combinaison à L'ELU les réactions d'appuis avec prise en compte de H_{eq}

	Les moments $[kN.m]$		
Combinaisons	M_B	M_C	M_D
$1.35G + 1.5E$	-105.93	+91.11	-105.93
P	1.56	-0.12	-1.38
$1.35G + 1.5E + P$	-104.4	90.90	-107.31
$1.35G + 1.35E + 1.35V_{RX}$	+118.31	-192	-164
$G + 1.5V_{RX}$	+56.32	-149	+107

VII.7 Pré-dimensionnement de la traverse :

Détermination de facteur d'éloignement critique minimum 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 à faible pente, ce dernier peut être calculé avec la formule approchée suivante pour la combinaison d'action considérée.

$$\alpha_{cr} = \frac{H}{\delta_h} \times \frac{h}{V}$$

H:Action horizontal total.

V:Action vertical total.

δ_h: Déplacement horizontal.

$h = 6m$:Hauteur du poteau.

Ou bien avec la relation suivante :

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd.t}}{V_{cr}} = \left\{\frac{N_{sd.t}}{N_{cr.t}} + \left(4 + 3.3R\frac{N_{sd.p}}{N_{cr.p}}\right)\right\}$$

$N_{sd.p}$:Effort axial de compression dans le poteau.

$N_{cr.p} = \frac{\pi^2 EI}{h^2}$:Effort critique d'Euler dans le poteau.

$N_{cr.t} = \frac{\pi^2 EI}{s^2}$: Effort critique d'Euler dans la traverse. $R = \frac{I_1 \times S}{I_2 \times h} = \frac{S}{h} = \frac{6.5}{6.0} = 1.08$

$$N_{cr.p} = \frac{\pi^2 EI}{h^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 3892}{600^2} = 2238.46kN$$

$$N_{cr.t} = \frac{\pi^2 EI}{s^2} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 3892}{650^2} = 1907.32kN$$

Sous la combinaison :$1.35G + 1.5E$

$$N_{sd.t} = 65.21 \sin 7.40° + 17.67 \cos 7.40° = 25.95kN$$

$$N_{sd.t} = 65.21kN$$

$$\frac{1}{\alpha_{cr}} = \frac{V_{sd.t}}{V_{cr}} = \left\{\frac{25.95}{1907.32} + \left((4 + 3.3 \times 1.08) \times \frac{65.21}{2238.46}\right)\right\} = 0.23 > 0.10 \rightarrow \text{structure rigide.}$$

On opte pour la méthode élastique au 1^{er}ordre.

Moment sollicitant la traverse :

Moment sous la combinaison : $1.35G + 1.5E + p$

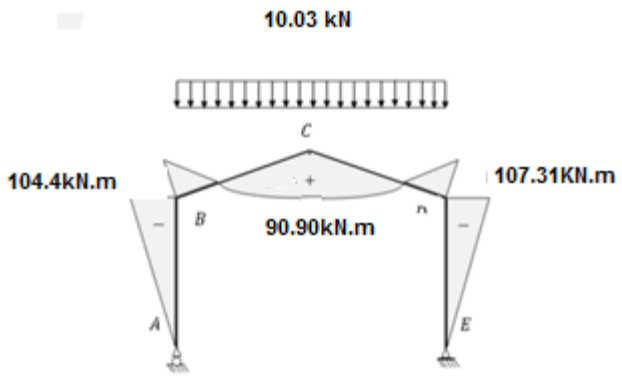


Figure VII.11 : moment fléchissant agissant sur le portique.

Calcul préliminaire :

$$M_{y.sd} \leq M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{ply} \geq \frac{M_{ysd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{107.31 \times 1.1 \times 10^2}{23.5} = 502.30cm^3 \quad \rightarrow \text{Soit un IPE300}$$

$$W_{ply} = 628cm^3$$

VII.8 Vérification de la traverse à L'ELS :

Vérification à la flèche :

Le calcul de la flèche est réalisée 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 :

$$y_{max} = \frac{1}{384EI_y}(5ql^4 - 48M_B l^2)$$

$$E = 2.1 \times 10^4 kN/cm^2$$

$$I_y = 8356cm^4$$

$$q = G + E = 3.429 + 3.60 = 7.029kN/ml$$

L=13m

$$M_B = 74.24kN.ml \text{ sous la combinaison de service } G + E$$

$$y_{max} = \frac{1}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 8356}(5 \times 7.029 \times 10^{-2} \times 1300^4 - 48 \times 74.24 \times 10^2 \times 1300^2)$$

$$y_{max} = 5.95cm$$

$$f = \frac{l}{200}\frac{1300}{200} = 6.5cm$$

Donc : $y_{max} = 5.95cm < f = 6.5cm$…….vérifiée.

Vérification de la traverse à L'ELU :

Bilan des efforts (sous la combinaison $1.35G + 1.5E$)

$$M_{y.sd} = 107.31kN.m$$

$$N_{sd} = 64.98 \sin 7.40° + 17.87 \cos 7.40° = 26.10kN$$

$$V_{z.sd} = 64.98 \cos 7.40° - 17.87 \sin 7.40° = 67.73kN$$

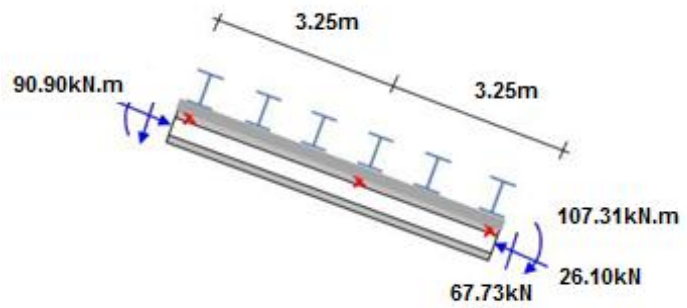


Figure VII.12 : efforts appliquées sur chaque extrémité d'une traverse à L'ELU

Données concernant l'IPE300 :

h=300mm ; b=150mm ; t_w =7.1mm ; t_f =10.7mm
A=53.8× 10^2mm²;$I_y = 8356cm^4$; $I_z = 604cm^4$

$i_y = 14.95cm$;$i_z = 3.79cm$:$W_{ply} = 628cm^3$;$W_{plz} = 125cm^3$;

$W_{ely} = 557cm^3$;$W_{elz} = 84.5cm^3$;$A_{vz} = 25.7cm^3$;

- **Classe de la section :**

$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$; $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$

$\frac{b/2}{t_f} = \frac{150/2}{10.7} = 7 \leq 10$ (Semelle de classe 1)

- **Classe de l'âme :(flexion composée).**

$\alpha = \frac{1}{d}\left(\frac{d+d_c}{2}\right) \leq 1.0$

$d_c = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{26.10}{7.1\times10.7} = 0.34$

$\alpha = \frac{1}{24.86}\left(\frac{24.86+0.34}{2}\right) = 0.51 \leq 1.0$

Pour les sections de classe 1 :

$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha-1)}$; $\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{(13\alpha-1)}$

$\frac{d}{t_w} = \frac{248.6}{7.1} = 35.01$

$\frac{396\varepsilon}{(13\alpha-1)} = \frac{396}{(13(0.51)-1)} = 70.35$

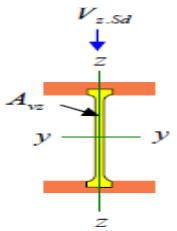
$35.01 < 70.35 \rightarrow$ (âme de classe 1)

La section en IPE300 est de classe 1.

- **Incidence de l'effort tranchant :**

Si $V_{sd} \leq 0.5V_{pl.rd}$→ il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant.

$V_{z.sd} = 62.20kN$



$A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f = 25.7cm^2$

$$V_{plz.rd} = \frac{A_{vz}\left(f_y/\sqrt{3}\right)}{\gamma_{m0}} = \frac{25.7\left(23.5/\sqrt{3}\right)}{1.1} = 317kN$$

$$\frac{V_{z.sd}}{V_{plz.rd}} = \frac{67.7}{317} = 0.21 < 0.5$$

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

L'incidence de l'effort normale :

Si :$N_{sd} \leq Min(0.25N_{pl.Rd}, 0.5A_w \times f_y/\gamma_{m0})$: il n'y a pas d'inter action entre le moment résistant et l'effort normal.

$N_{sd} = 26.10kN$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{53.8 \times 23.5}{1.1} = 1149.4kN.$$

$$0.25N_{pl.Rd} = 0.25 \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 0.25 \times \frac{53.8 \times 23.5}{1.1} = 287.3kN\ .$$

$A_w = A - 2bt_f = 53.8 - 2(15 \times 1.07) = 21.7cm^2.$

$$0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = 0.5 \times \frac{21.7 \times 23.5}{1.1} = 232k\text{N}.$$

$N_{sd} = 26.10kN < Min(287\ ; 232) = 232kN$……vérifiée

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

La formule de vérification à la résistance est donnée comme suit :

$M_{y.sd} \leq M_{c.Rd}$

Section de classe 1

$$M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply.Rd} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{628 \times 23.5}{1.1} = 13416.4kN.m$$

$M_{y.sd} = 107.31kN.m < M_{c.Rd} = 13416.4kN.m$……vérifiée.

VII.9 Vérification de l'élément aux instabilités :

- **Actions vers le bas :**

Vérification au déversement :

Déversement =flambement latéral de la partie comprimée rotation de la section transversale.

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

-Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl.Rd}} + \frac{k_y M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1.0$$

-Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{bz.Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y.sd}}{\chi_{LT} M_{ply.Rd}} \leq 1.0$$

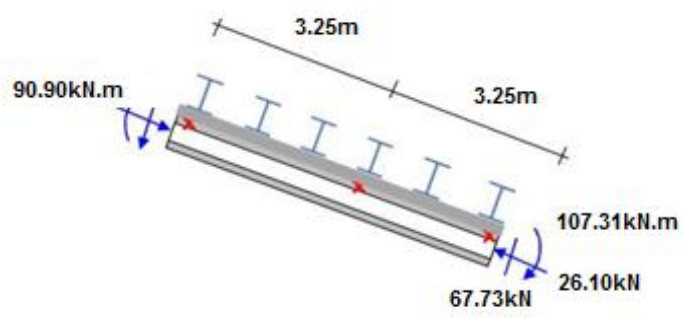


Figure VII.13 : efforts appliquées sur chaque extrémité d'une traverse à L'ELU

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

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

Flambement par rapporta l'axe fort yy' (dans le plan du portique) :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y{}^2 - \lambda_y{}^2)^{0.5}}$$

$$\phi_y = 0.5\left[1 + \alpha_y(\overline{\lambda_y} - 0.2) + \overline{\lambda_y}^2\right]$$

$\overline{\lambda_y} = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right].[\beta_A]^{0.5}$; $\beta_A = 1.0$ Pour les sections de classe 1,2 et 3.

Ou :

$\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ =93.9ε ; élancement Eulérien

Avec : $\varepsilon=\sqrt{\frac{235}{fy}}=\sqrt{\frac{235}{235}}=1.0$

$\lambda_1=\pi\sqrt{\frac{21000}{23.5}}$ =93.9

- **Longueur de flambement** :

$I_y=\frac{650}{\cos 7.40°}$ =655.4cm (moitié de la traverse)

- **L'élancement :**

$\lambda_y=\frac{I_y}{i_y}=\frac{655.4}{14.95}=43.83$

$\overline{\lambda_y}=\left[\frac{43.83}{93.9}\right].[1.0]^{0.5}=0.46$

Courbe de flambement (voir tableau 1) :

$\frac{h}{b}=\frac{300}{150}=2>1.2$

Axe de flambement y-y → courbe de flambement a ;

α =0.21 (tableau 3)

$\phi_y=0.5[1+0.21(0.46-0.2)+0.46^2]=0.63$

$\chi_y=\frac{1}{0.63+(0.63^2-0.46^2)^{0.5}}=0.94$

-Flambement par rapporta l'axe faible zz(hors du plan du portique) :

$\chi_z=\frac{1}{\phi_z+({\phi_z}^2-{\lambda_z}^2)^{0.5}}$

$\phi_z=0.5\left[1+\alpha_z(\overline{\lambda_z}-0.2)+\overline{\lambda_z}^2\right]$

$\overline{\lambda_z}=\left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right].[\beta_A]^{0.5}$; $\beta_A=1.0$ Pour les sections de classe 1,2 et 3.

Ou :

$\lambda_1=\pi\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ =93.9ε ; élancement Eulérien

Avec : $\varepsilon=\sqrt{\frac{235}{fy}}=\sqrt{\frac{235}{235}}=1.0$

$\lambda_1=\pi\sqrt{\frac{21000}{23.5}}$ =93.9

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

$I_z = \frac{600}{\cos 7.40°}$ =605.04cm (maintien par les pannes reliées à la poutre au vent)

$$\lambda_z = \frac{I_z}{i_z} = \frac{605.04}{3.79} = 160$$

$$\overline{\lambda_z} = \left[\frac{160}{93.9}\right].[1.0]^{0.5} = 1.70$$

Courbe de flambement (voir tableau 1) :

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 > 1.2$$

Axe de flambement z-z → courbe de flambement b ;

α =0.34 (tableau 3)

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.34(1.70 - 0.2) + 1.70^2] = 2.2$$

$$\chi_z = \frac{1}{2.2+(2.2^2-1.70^2)^{0.5}} = 0.30$$

$$\chi_{min} = Min(\chi_y; \chi_z) = Min(0.94; 0.30) = 0.30$$

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement $\overline{\lambda_{LT}}$:

$$\overline{\lambda_{LT}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right].[\beta_w]^{0.5}$$

λ_{LT}:Elancement de l'élément vis- à- vis du déversement.
Pour les profilés laminés en **I** et **H** :(voir l'annexe F) Eurocode 3.

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5}\left[1+\frac{1}{20}\left(\frac{L/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25}}$$

$I_z = \frac{600}{\cos 7.40°}$ =605.04cm (maintien par les pannes reliées à la poutre au vent)

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

$$\psi = \frac{M_a}{M_b}$$

Avec : $M_a < M_b$ moments aux extrémités du tronçon.

$$-1.0 \leq \psi \leq 1.0$$

Calcul du moment au point quelconque p :

$$M_p = 67.73x - 107.31 - 26.10 \times 0.130x - 10.03 \times x^2/2$$

$$M_p = 64.34x - 107.31 - 5.005x^2$$

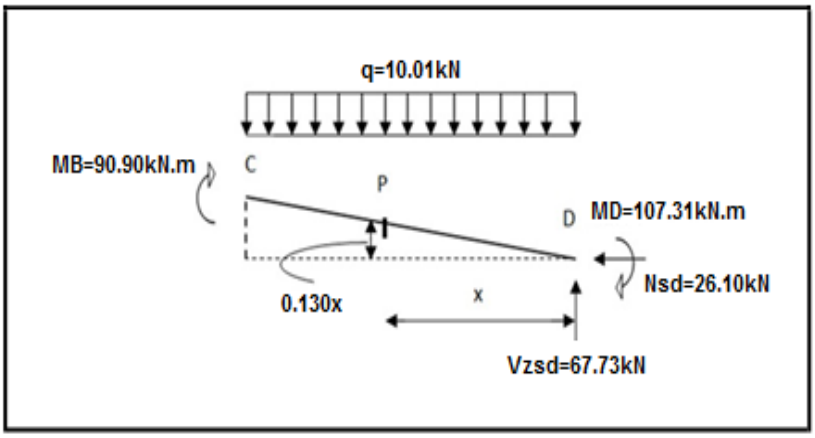


Figure VII.14 : le moment au point quelconque.

$$M_a = M_p(x = 3.25m) = 64.34 \times 3.25 - 107.31 - 5.015 \times 3.25^2 = 48.82kN.m$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{48.93}{-107.31} = -0.45$$

$$C_1 = 1.88 - 1.40\psi + 0.52\psi^2 = 1.88 - 1.40(-0.45) + 0.52(-0.45^2) = 2.61 < 2.7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{605.04/3.79}{2.61^{0.5}\left[1+\frac{1}{20}\left(\frac{605.04/3.79}{30/1.07}\right)^2\right]^{0.25}} = 78$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right].[\beta_A]^{0.5} = \frac{78}{93.9} \times 1.0 = 0.84$$

$\overline{\lambda_{LT}} = 0.84 > 0.40$ $\rightarrow$ il y a risque de déversement

$\alpha_{LT} = 0.21$ Pour les sections laminées

$$\phi_{LT} = 0.5\left[1 + \alpha_{LT}(\overline{\lambda_{LT}} - 0.2) + \overline{\lambda_{LT}}^2\right] = 0.5[1 + 0.21(0.84 - 0.2) + 0.84^2] = 0.92$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + ({\phi_{LT}}^2 - {\lambda_{LT}}^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.92 + (0.92^2 - 0.84^2)^{0.5}} = 0.77 \leq 1.0$$

Calcul des coefficients k : (section de classe 1)

$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_{LT} \times A \times f_y}$; et $k_{LT} \leq 1.0$

$\mu_{LT} = 0.15\bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15$; et $\mu_{LT} \leq 1.0$

$\beta_{MLT} = \beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi$ Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$\beta_{MLT} = \beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7(-0.45) = 2.11$

$\mu_{LT} = 0.15(1.70) \times 2.11 - 0.15 = 0.40 < 0.9$

$k_{LT} = 1 - \frac{0.40 \times 26.10}{0.77 \times 53.8 \times 23.50} = 0.011$

$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$ et $k_y \leq 1.5$

$\mu_y = \bar{\lambda}_y \left(2\beta_{My} - 4\right) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$ et $\mu_y \leq 0.9$

Calcul du facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion suivant yy.

$\beta_{My} = \beta_{M\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M}(\beta_{MQ} - \beta_{M\psi})$

$\beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi$

$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{90.90}{-107.31} = -0.85$

$\beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7(-0.85) = 2.40$

$\Delta M = 107.31 + 90.90 = 198.21 kN.m$

$M_Q = \frac{ql^2}{8} = \frac{10.03 \times 6.5^2}{8} = 52.97 kN.m$

$\beta_{MQ} = 1.3$ cas d'une charge uniformément répartie.

$\beta_{My} = \beta_{M\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M}\left(\beta_{MQ} - \beta_{M\psi}\right) = 2.40 + \frac{52.97}{198.21}(1.3 - 2.40) = 2.1$

$\mu_y = 0.47(2(2.1) - 4) + \frac{628 - 557}{557} = 0.22 < 0.9$

$k_y = 1 - \frac{0.22 \times 26.10}{0.94 \times 53.8 \times 23.5} = 0.999$ et $k_y \leq 1.5$

-Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl.Rd}} + \frac{k_y M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1.0$$

$\frac{26.10}{0.30 \times 1149.4} + \frac{0.999 \times 107.31}{13416.4} = 0.084 < 1.0$……..vérifiée.

-Flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{bz.Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y.sd}}{\chi_{LT} M_{ply.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{26.10}{0.30\times1149.4} + \frac{0.011\times107.31}{0.77\times13416.4} = 0.076 < 1.0$$ …….....vérifiée.

- **Action vers le haut :**

<u>Semelle inférieure :</u>

La semelle inférieure qui est comprimée sous l'action du vent de soulèvement est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre sur toute sa longueur.

Bilan des efforts (sous la combinaison$1.5G + V_{Rx}$)

$$M_{y.sd} = 33.85kN.m$$

$$N_{sd} = -12.01\sin 7.40° - 4.66\cos 7.40° = -6.20kN$$

$$V_{z.sd} = -12\cos 7.40° + 4.66\sin 7.40° = -11.30kN$$

Vérification au déversement :

L'effort N_{sd} est un effort de traction sous l'action du vent de soulèvement .le soulèvement est plus contraignent quand l'effort de traction est négligeable.

La formule de vérification au déversement devient :

$$\frac{M_{y.sd}}{\chi_{LT}\times M_{ply.Rd}} \leq 1.0$$

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

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT}+(\phi_{LT}{}^2-\lambda_{LT}{}^2)^{0.5}}$$

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

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

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{-0.062}{33.85} = -0.002$$

$$C_1 = 1.88 - 1.40(-0.002) + 0.5(-0.002)^2 = 1.90 < 2.7$$

$$\lambda_{LT} = \frac{605.04/3.79}{1.90^{0.5}\left[1+\frac{1}{20}\left(\frac{605.04/3.79}{30/1.07}\right)^2\right]^{0.25}} = 91.02$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right].[\beta_A]^{0.5} = \frac{91.02}{93.9} \times 1.0 = 0.97$$

$$\phi_{LT} = 0.5\left[1 + \alpha_{LT}(\overline{\lambda_{LT}} - 0.2) + \overline{\lambda_{LT}}^2\right] = 0.5[1 + 0.21(0.97 - 0.2) + 0.97^2] = 1.05$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT}+(\phi_{LT}{}^2-\lambda_{LT}{}^2)^{0.5}} = \frac{1}{1.05+(1.05^2-0.97^2)^{0.5}} = 0.70$$

$$\frac{M_{y.sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply.Rd}} = \frac{33.85}{0.70 \times 13416.4} = 0.004 < 1.0$$ .....vérifiée.

❖ Conclusion :

Le profilé choisi **IPE300** est adéquat comme traverse.

✓ Vérification des poteaux :

Profilé choisi **IPE300**

Bilan des efforts

$M_{y.sd} = 107.31kN.m$

$N_{sd} = 64.98kN.$

$V_{z.sd} = 17.87kN$

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

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

Flambement par rapporta l'axe fort yy' (dans le plan du portique) :

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y+(\phi_y{}^2-\lambda_y{}^2)^{0.5}}$$

$\phi_y = 0.5\left[1 + \alpha_y\left(\overline{\lambda_y} - 0.2\right) + \overline{\lambda_y}^2\right]$

$\overline{\lambda_y} = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right].[\beta_A]^{0.5}$; $\beta_A = 1.0$ Pour les sections de classe 1,2 et 3.

Ou :

$\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ =93.9ε ; élancement Eulérien

Avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$

$\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{21000}{23.5}}$ =93.9

❖ **Remarque :**

L'ossature n'est pas sensible aux effets du second ordre .la longueur de flambement du poteau pour le flambement dans le plan du portique peut donc être prise comme étant égale a la longueur d'épure :$l_y = 6.0m$

- **L'élancement :**

$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{14.95} = 40.2$

$\overline{\lambda_y} = \left[\frac{40.2}{93.9}\right].[1.0]^{0.5} = 0.428$

Courbe de flambement (voir tableau 1) :

$\frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 > 1.2$

Axe de flambement y-y → courbe de flambement a ;

α =0.21 (tableau 3)

$\phi_y = 0.5[1 + 0.21(0.428 - 0.2) + 0.428^2] = 0.61$

$\chi_y = \frac{1}{0.61 + (0.61^2 - 0.428^2)^{0.5}} = 0.96$

-Flambement par rapporta l'axe faible zz(hors du plan du portique) :

$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + (\phi_z{}^2 - \lambda_z{}^2)^{0.5}}$

$$\phi_z = 0.5\left[1 + \alpha_z(\overline{\lambda_z} - 0.2) + \overline{\lambda_z}^2\right]$$

$\overline{\lambda_z} = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right].[\beta_A]^{0.5}$; $\beta_A = 1.0$ Pour les sections de classe 1,2 et 3.

Ou :

$\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ =93.9ε ; élancement Eulérien

Avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.0$

$\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{21000}{23.5}}$ =93.9

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

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{604}{3.79} = 159.4$$

$$\overline{\lambda_z} = \left[\frac{159.4}{93.9}\right].[1.0]^{0.5} = 1.69$$

Courbe de flambement (voir tableau 1) :

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 > 1.2$$

Axe de flambement z-z → courbe de flambement b ;

α =0.34 (tableau 3)

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.34(1.69 - 0.2) + 1.69^2] = 2.2$$

$$\chi_z = \frac{1}{2.2 + (2.2^2 - 1.69^2)^{0.5}} = 0.28$$

$$\chi_{min} = Min(\chi_y; \chi_z) = Min(0.96; 0.28) = 0.28$$

Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement $\overline{\lambda_{LT}}$:

$$\overline{\lambda_{LT}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right].[\beta_w]^{0.5}$$

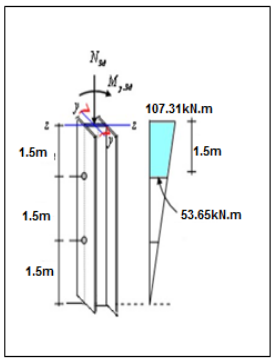
λ_{LT}:Elancement de l'élément vis- à- vis du déversement.
Pour les profilés laminés en **I** et **H** :(voir l'annexe F) Eurocode 3.

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5}\left[1 + \frac{1}{20}\left(\frac{L/i_z}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25}}$$

$L = 150cm$: Maintiens latéraux (entre axe des lisses de bardage).

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

$\psi = \frac{M_a}{M_b}$ avec : $M_a < M_b$ moments aux extrémités du tronçon le plus chargé.



$-1.0 \leq \psi \leq 1.0$

$M_b = 107.31kN.m$

$M_a = M_{y.sd}(h = 3m) = \frac{107.31 \times 3}{6} = 53.65kN.m$

$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{53.65}{107.31} = 0.5$

$C_1 = 1.88 - 1.40(0.5) + 0.5(0.5)^2 = 1.30 < 2.7$

$$\lambda_{LT} = \frac{150/3.79}{1.30^{0.5}\left[1+\frac{1}{20}\left(\frac{150/3.79}{30/1.07}\right)^2\right]^{0.25}} = 34$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right].[\beta_A]^{0.5} = \frac{34}{93.9} \times 1.0 = 0.36$$

$$\phi_{LT} = 0.5\left[1 + \alpha_{LT}(\overline{\lambda_{LT}} - 0.2) + \overline{\lambda_{LT}}^2\right] = 0.5[1 + 0.21(0.36 - 0.2) + 0.36^2] = 0.58$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}{}^2 - \lambda_{LT}{}^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.58 + (0.58^2 - 0.36^2)^{0.5}} = 0.96$$

- **Calcul des coefficients k :**
  - ✓ **Calcul du coefficient k_{LT} :**

$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_{LT} \times A \times f_y}$ et $k_{LT} \leq 1.0$

$\mu_{LT} = 0.15\overline{\lambda_z} \times \beta_{MLT} - 0.15$ et $\mu_{LT} \leq 1.0$

- **Calcul du facteur de moment uniforme équivalent β_{MLT} :**
  - ✓ **Cas de moment d'extrémité :**

$\beta_{MLT} = \beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi$

$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{53.65}{107.31} = 0.5$

$\beta_{MLT} = \beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7(0.5) = 1.45$

❖ **Remarque :**

β_{MLT} :est le facteur de moment uniforme équivalent calculé pour le tronçon entre deux sections maintenues vis-à-vis du déversement et pour le diagramme de flexion par rapport à l'axe de forte inertie.

$\mu_{LT} = 0.15\overline{\lambda_z} \times \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15(1.69) \times 1.45 - 0.15 = 0.22 < 1.0$

$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_{LT} \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.22 \times 64.98}{0.96 \times 53.8 \times 23.5} = 0.98 < 1.0$

✓ **Calcul du coefficient k_y :**

$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$ et $k_y \leq 1.5$

$\mu_y = \overline{\lambda_y}\left(2\beta_{My} - 4\right) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$ et $\mu_y \leq 0.9$

✓ **Cas de moment d'extrémité :**

$\beta_{My} = \beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi$

$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{107.31} = 0$

$\beta_{My} = \beta_{M\psi} = 1.8$

❖ **Remarque :**

Le facteur β_M doit être calculé en considérant le diagramme de moment fléchissant sur la longueur du tronçon entre ponts de maintien au flambement dans le plan considéré. Dans cette vérification, le tronçon de barre pour le calcul de β_{Mz} ne peut pas etre le méme que celui pour le calcul de β_{My}

$\mu_y = 0.428(2(1.8) - 4) + \frac{628 - 557}{557} = -0.044$

$k_y = 1 - \frac{-0.044 \times 66.98}{0.96 \times 53.8 \times 23.5} = 1.002$ et $k_y \leq 1.5$

$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{53.8 \times 23.5}{1.1} = 1149.4kN.$

$M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply.Rd} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{628 \times 23.5}{1.1} = 13416.4kN.m$

-vérification au flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl.Rd}} + \frac{k_{y\times} M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{64.98}{0.28\times 1149.4} + \frac{1.002\times 107.31}{13416.4} = 0.21 < 1.0$$.....vérifiée.

-vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl.Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y.sd}}{\chi_{LT} M_{ply.Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{64.98}{0.28\times 1149.4} + \frac{0.012\times 107.31}{0.96\times 13416.4} = 0.20 < 1.0$$.....vérifiée.

❖ Conclusion :

Le profilé choisi **IPE300** est adéquat comme poteau.

Chapitre VIII : Les 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 de sollicitations parasites notamment de la torsion.

Les assemblages utilisés en construction métallique sont :

❖ Les assemblages soudés :

Le soudage est un procédé qui consiste à réaliser un joint soudé en assurant la continuité de la matière entre les différentes pièces assemblées.

VIII 1 Les types des assemblages :

❖ Les assemblages boulonnés :

On distingue deux types de boulons :

➢ Boulons ordinaires :

Sont fabriqués avec de l'acier à faible teneur en carbone. Sont mis en œuvre avec un serrage simple non contrôlé (serrage ordinaire).

➢ Boulons à haute résistance(HR) :

Constitué d'acier à haute limite élastique. Sont mis en œuvre avec un serrage contrôlé.

Avantages des boulons HR :

-déformation très réduite par rapport aux autres types d'assemblages boulonnés (grande raideur).

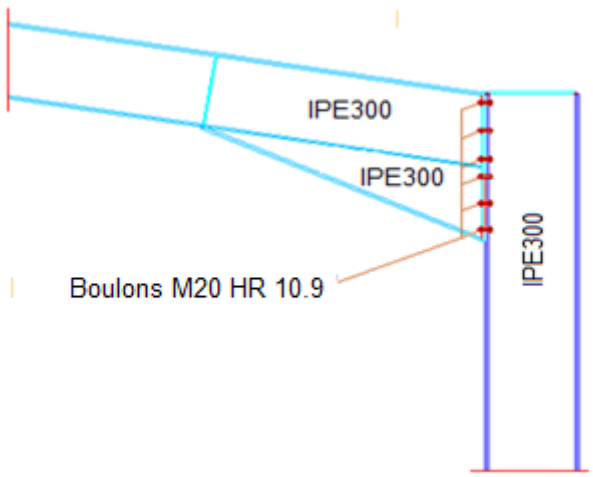
-capacité a supporté des charges alternées.

-meilleur comportement en fatigue.

-le boulon HR peut travailler en pression diamétrale s'il perd sa précontrainte.

VIII.1.1 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.



FigureVIII.1 : représentation de l'assemblage poteau-traverse.

La disposition constructive des boulons :

On opte pour un assemblage constitué de 12 boulons HR 10.9 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).

Efforts de calcul :

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes.

La combinaison la plus défavorable à l'ELU est : $1.35G + 15E + p$.

$M_{y.sd} = 107.31kN.m$

$N_{sd} = 64.98kN$

$V_{z.sd} = 17.87kN$

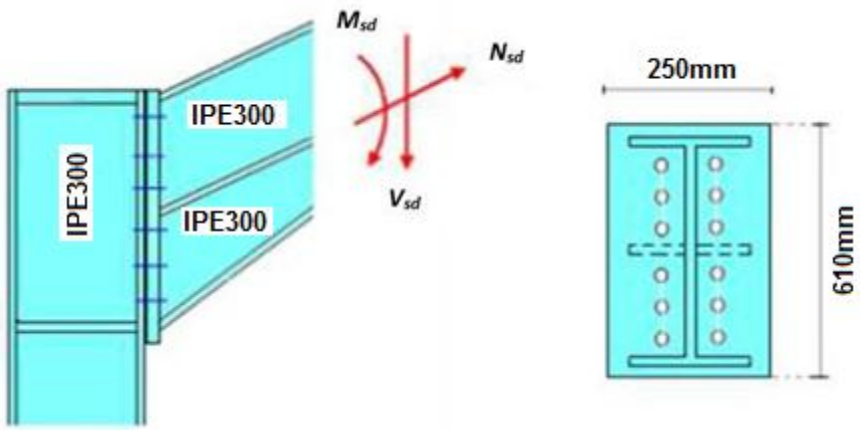
Les composants de l'assemblage :

-poteau en IPE300.

-traverse en IPE300.

-jarret en IPE300.

-platine 610×250×20



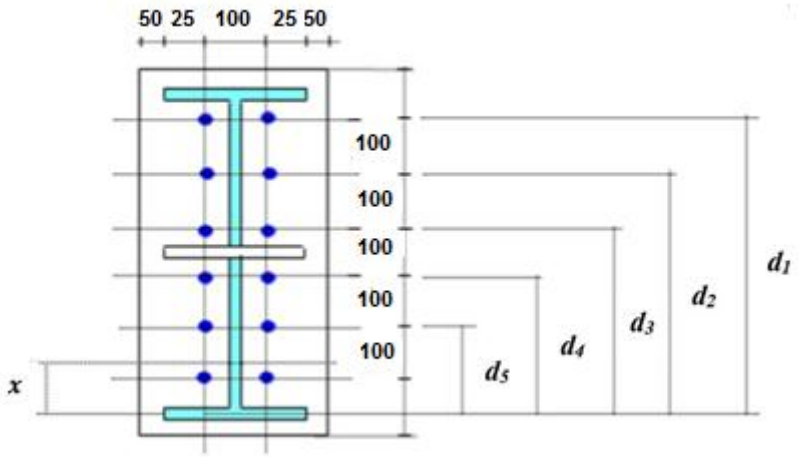
FigureVIII.2 : détails d'assemblage.

Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

Poutre IPE300 :

$t_{fb} = 10.7mm$; $t_{wb} = 7.1mm$; $b_b = 150mm$

$$x = t_{fb}\sqrt{\frac{b_b}{t_{wb}}} = 10.7\sqrt{\frac{150}{7.1}} = 49.2mm$$



FigureVIII.3 : la hauteur de la zone comprimée.

$d_1 = 544.65mm$

$d_2 = 444.65mm$

$d_3 = 344.65mm$

$d_4 = 244.65mm$

$d_5 = 144.65mm$

Calcul du moment résistant :

$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1}$; $N_1 = \frac{M_{rd} \times d_1}{\sum d_i^2}$

N_1:Effort max de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

d_1:Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n.F_p \sum d_i^2}{d_1}$

n : est le nombre de boulons dans une rangée horizontale.

VIII 1.1.1 Vérification à la résistance de l'assemblage :

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

$\sum d_i^2 = (144.65^2 + 244.65^2 + 344.65^2 + 444.65^2 + 544.65^2) = 693918.1mm^2$

$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$

Boulon de diamètre 20 mm :

$A_s = 245mm^2$

$f_{ub} = 1000n/mm^2$

$F_p = 0.7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171.5kN$ Pour un boulon.

$M_{Rd} = \frac{n.F_p \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171.5 \times 693918.1}{544.69} \times 10^{-3} = 152.95kN.m$

$M_{sd} = 107.31kN.m \leq M_{Rd} = 152.95kN.m.$ ……..vérifié.

Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Pour boulon : $\frac{V_{sd}}{n} = \frac{17.87}{12} = 1.5kN$

Il faut vérifier que : $\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd} = k_S \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{M2}}$

k_S:Trou normal.

$m = 1.0$ Un plan de frottement.

$\mu = 0.3$: Coefficient de frottement

F_p:Précontrainte de calcul.

$1.5kN \leq V_{Rd} = 0.3 \times \frac{171.5}{1.25} = 41.16kN$……..vérifié.

- **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :**

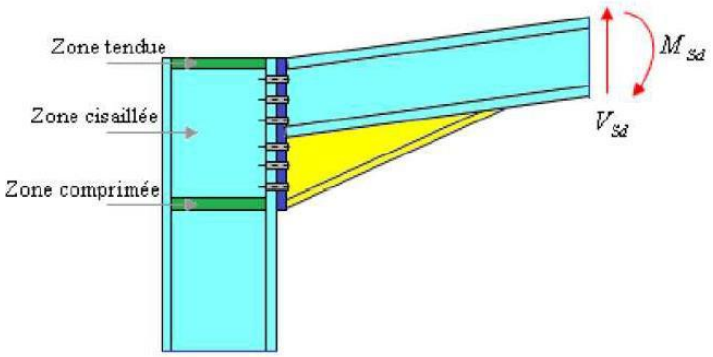


Figure VIII.4 : résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

$F_v \leq F_{t.Rd}$

Avec : $F_{t.Rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

$F_{t.Rd}$: Résistance de l'âme du poteau a la traction.

t_{wc}:L'épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = p$:Entre-axe rangées des boulons. ($p = 100mm$).

$F_{t.Rd} = 0.71 \times 10 \times \frac{23.5}{1.1} = 152kN$

L'effort de cisaillement vaut :

$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{107.31}{0.5786} = 185.5kN$

$F_v = 185.5kN > F_{t.Rd} = 152kN$…….non vérifié.

D'où nécessité de raidissage (raidisseur d'épaisseur 14mm).

- **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée.**

$N_{sd} \leq F_{c.Rd}$

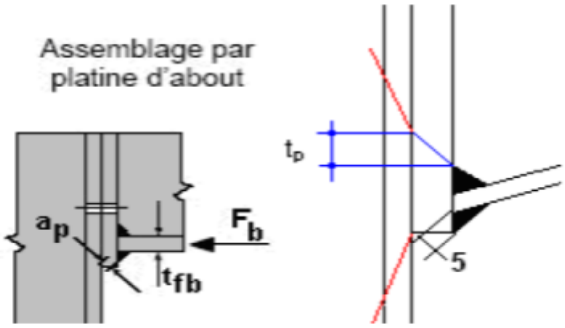


Figure VIII.5 : résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée.

$$F_{c.Rd} = \frac{k_c \times \rho \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{M1} \times \sqrt{\left(1+1.3\left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p\sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

Lorsque $\sigma_{c.sd} \leq 0.7f_y \qquad \rightarrow k_c = 1.0$

Lorsque $\sigma_{c.sd} > 0.7f_y \qquad \rightarrow k_c = 1.7 - \frac{\sigma_{c.sd}}{f_y}$

Avec :

$\sigma_{c.sd}$:Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \times z_{max}}{I_y}$$

$$\sigma_{c.sd} = \frac{17.87}{53.8} + \frac{107.31 \times 10^2 \times 15}{8356} = 20.52kN/cm^2$$

$$\sigma_{c.sd} = 19.6kN/cm^2 > 0.7f_u = 16.45kN/cm^2$$

$$k_c = 1.7 - \frac{\sigma_{c.sd}}{f_y} = 1.7 - \frac{19.6}{23.5} = 0.83$$

$t_p = 20mm$: épaisseur de la platine d'extrémité.

$b_{eff} = 10.7 + 2 \times 5\sqrt{2} + 5(10.7 + 15) + 2 \times 20 = 193.3mm.$

$t_{fb:}$ Épaisseur semelle poutre.

$t_{fc:}$Épaisseur semelle poteau.

$t_{p:}$Épaisseur platine d'extrémité.

$r_{c:}$: Rayon de raccordement âme/semelle du poteau.

$a_{p:}$: Épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5.0 mm).

Si $\overline{\lambda_p} \leq 0.72 \quad \rightarrow \rho = 1.0$

Si $\overline{\lambda_p} > 0.72 \quad \rightarrow \rho = \frac{(\overline{\lambda_p} - 0.2)}{\overline{\lambda_p}}$

$\overline{\lambda_p} = 0.932\sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t^2{}_{wc}}}$: élancement réduit de la partie efficace de l'âme.

$$\overline{\lambda_p} = 0.932\sqrt{\frac{19.33 \times 24.86 \times 23.5}{2 \times 10^4 \times 0.71^2}} = 0.986 > 0.72$$

$$\rho = \frac{(0.986 - 0.2)}{0.986^2} = 0.80$$

$$F_{c.Rd} = \frac{0.83 \times 0.8 \times 19.33 \times 0.71 \times 23.5}{1.1 \times \sqrt{\left(1 + 1.3\left(\frac{19.33}{30}\right)^2\right)}} = 157kN$$

$$N_{sd} = \sum N_i$$

$\sum N_i$: la somme des efforts dans les boulons tendus.

$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d^2{}_i}$; $M_{sd} = 107.31kN.m$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d^2{}_i} = \frac{107.31 \times 544.65 \times 10^{-3}}{693918.1 \times 10^{-6}} = 84.23kN$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times d_2}{\sum d^2{}_i} = \frac{107.31 \times 10^{-3} \times 444.65}{693918.1 \times 10^{-6}} = 68.92kN$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times d_3}{\sum d^2{}_i} = \frac{107.31 \times 10^{-3} \times 344.65}{693918.1 \times 10^{-6}} = 53.29kN$$

$N_4 = \frac{M_{sd} \times d_4}{\sum d^2{}_i} = \frac{107.31 \times 10^{-3} \times 244.65}{693918.1 \times 10^{-6}} = 37.92kN$

$N_5 = \frac{M_{sd} \times d_5}{\sum d^2{}_i} = \frac{107.31 \times 10^{-3} \times 144.65}{693918.1 \times 10^{-6}} = 22.42kN$

$N_{sd} = \sum N_i = 276.78kN$

$N_{sd} = 276.78kN > F_{c.Rd} = 157kN$……non vérifiée.

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en compression avec l'effort agissant. Il faut donc prévoir un raidisseur ; (raidisseur d'épaisseur 14 mm).

Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisaillée :

$F_v \leq V_{Rd}$

$V_{Rd} = 0.58 f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{m0}} = 0.58 \times 23.5 \times 30 \times \frac{0.71}{1.1} = 264kN$

L'effort de cisaillement vaut :

$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = 185.5kN$

$F_v = 185.5kN < V_{Rd} = 264kN$ ……vérifiée.

Remarque :

La vérification de l'âme raidie du poteau a la résistance n'est pas nécessaire des lors que les raidisseurs ont une épaisseur égale à celles des semelles de la poutre.

VIII.2 Calcul de l'assemblage de faitage :

Soit un assemblage de faitage constitué de 12 boulons HR 10.9 de diamètre de 20mm, selon la figure ci-dessous. La platine a une épaisseur de 20mm et le coefficient de frottement $\mu = 0.3$.

Sachent que la poutre et le jarret sont en IPE300, vérifier l'assemblage a la résistance sous l'effet des sollicitations suivantes :

$M_{y.sd} = 90.90kN.m$

$N_{sd} = 26.10kN$

$V_{z.sd} = 67.73kN$

Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{n.F_p \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2\times171.5\times693918.1}{544.69} \times 10^{-3} = 152.95kN.m$$

VIII 2.1 Vérification à la résistance de l'assemblage :

$M_{sd} = 90.90kN.m \leq M_{Rd} = 152.95kN.m.$ ……..…...vérifié

Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Pour boulon : $\frac{V_{sd}}{n} = \frac{67.73}{12} = 5.64kN$

Il faut vérifier que : $\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{Rd}$

$5.64kN \leq V_{Rd} = 0.3 \times \frac{171.5}{1.25} = 41.16kN$……....vérifié.

VIII.3 Calcul des bases de poteau :

La base du poteau a pour rôle de transmettre les efforts développés dans le poteau, elle est constituée d'une platine en acier soudé à la base du poteau, la connexion entre la platine et les fondations est assurée par les tiges d'ancrage, cette dernière a pour but d'empêcher le soulèvement , une bèche d'ancrage a été prévu pour reprendre les efforts de cisaillement.

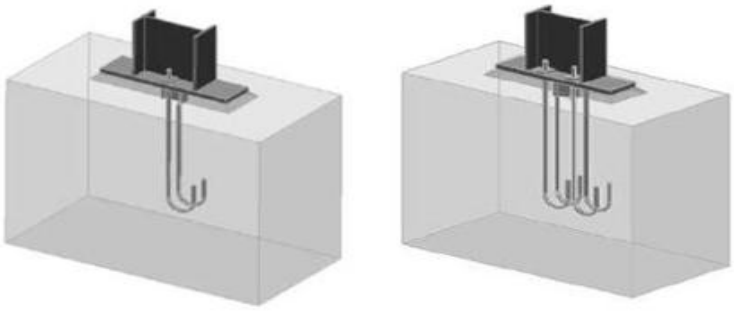


Figure VIII.6 : pieds de poteau articulé.

Dans notre cas on a les poteaux en **IPE300** donc on va faire le calcul de dimensionnement de la plaque d'assise sous l'actions des charges suivantes :

-charge axiale de compression $N_{sd} = 64.98kN$

-effort tranchant $V_{z.sd} = 17.87kN$

-effort de soulèvement $N_{sd} = 6.20kN$

-effort tranchant correspondant $V_{z.sd} = 11.30kN$

Données de base :

-plaque d'assise en acier de nuance S235 : $f_y = 235N/mm^2$

-fondation en béton de classe 25/30 : $f_{ck} = 25N/mm^2$

-coefficients partiels de sécurité : Acier : $\gamma_{m0} = 1.1$; $\gamma_{m2} = 1.25$

Béton : $\gamma_c = 1.15$

VIII 3.1 Résistance du béton à la compression :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

La valeur de α_{cc}est donnée dans l'annexe nationale, sa valeur est : $\alpha_{cc} = 1.0$

La résistance de calcul du béton devient :

$$f_{cd} = 1.0 \times \frac{25}{1.5} = 16.7N/mm^2$$

VIII.3.2 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$\left(\frac{A_{c1}}{A_{c0}}\right)^{0.5} = \alpha = 1$

La résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

$$f_{id} = \alpha \times \beta_j \times f_{cd} = 16.7N/mm^2$$

VIII.3.3 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 valeur suivante :

$$A_{c0} = \frac{1}{h_c b_{fc}}\left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}}\right)^2 = \frac{1}{300\times150}\left(\frac{64980}{16.7}\right)^2 = 336.44mm^2$$

$$A_{c0} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{64980}{16.7} = 3891.02mm^2$$, qui est le plus grand.

VIII.3.3.1 Choix du type de la plaque d'assise :

Comme estimation pour :

$$A_{c0} = 3891.02mm^2 < 0.95 \times 300 \times 150 = 42750mm^2$$

Une plaque à projection courte est satisfaisante.

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise a projection courte sont choisies comme suit :

$$b_p = 180mm > b_{fc} + 2t_{fc} = 150 + 2 \times 10.7 = 171.4mm$$

$$h_p = 330mm > h_c + 2t_{fc} = 300 + 2 \times 10.7 = 321.4mm$$

Ce qui donne : $A_{c0} = 180 \times 330 = 59400mm^2 > 3891.02mm^2$

VIII 3.3.2 Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise :

- **Calcul de la largeur d'appui additionnel** c :

$$c = \frac{-B-\sqrt{B^2-4AC}}{2A}$$ ou : A=+2

$$B = -\left(b_{fc} - t_{wc} + h_c\right) = -(150 - 7.1 + 300) = -442.9mm$$

$$c = \frac{0.5N_{sd}}{f_{jd}} - \left(2b_{fc}t_{fc} + 4t^2{}_{fc} + 0.5h_c t_{wc} - t_{fc}t_{wc}\right)$$

$$c = \frac{0.5\times64980}{16.7} - (2 \times 150 \times 10.7 + 4 \times 10.7^2 + 0.5 \times 300 \times 7.1 - 10.7t_{wc})$$

$$c = \frac{0.5\times64980}{16.7} - (2 \times 150 \times 10.7 + 4 \times 10.7^2 + 0.5 \times 300 \times 7.1 - 10.7 \times 7.1)$$

$$c = -2711.5mm^2$$

$$c = \frac{422.9-\sqrt{422.9^2-4\times2\times(-2711.5)}}{2\times2} = -6.23mm$$

❖ Remarque :

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 :

Calcul de la largeur d'appui additionnelle c :

En posant : t=15mm comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$c = t\left(\frac{f_{yp}}{3f_{jd}\gamma_{m0}}\right)^{0.5} = 15\left(\frac{235}{3\times16.7\times1.1}\right)^{0.5} = 31mm$$

$$c = 31mm \leq \frac{(h_c-2t_{fc})}{2} = \frac{(300-2\times10.7)}{2} = 139.3mm$$

Il n'y a pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles.

❖ Remarque :

Dans le cas d'assemblage articulés, le débord de la plaque d'assise est généralement pris égal à 15mm.

Donc :$\beta_c = 15mm < c = 31mm \rightarrow$ la plaque est de projection courte.

Calcul de la section efficace A_{eff} :

La plaque d'assise est de projection courte.

$$A_{eff} = 2(b_{fc} + 2\beta_c)(c + \beta_c + t_{fc}) + (h_c - 2c - 2t_{fc})(2c + t_{wc})$$

$$A_{eff} = 2(150 + 2\times15)(31 + 15 + 10.7) + (300 - 2\times31 - 2\times10.7)(2\times31 + 7.1)$$

A_{eff} =35379.06mm²

Calcul de résistance à l'effort axial N_{sd} :

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

Avec : $N_{Rd} = A_{eff}f_{jd}$

$$N_{Rd} = 35379.06\times16.7\times10^{-3} = 591kN$$

$N_{sd} = 64.98kN \leq N_{Rd} = 591kN$.....vérifiée.

VIII.3.3.3 Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :

- **Calcul du moment résistant M_{Rd} :**

$$M_{Rd} = \frac{t^2 f_y}{6\gamma_{m0}} = \frac{15^2 \times 235}{6 \times 1.1} = 8.011 kNmm/mm$$

- **Calcul du moment de flexion M_{cd} :**

$$M_{sd} = \frac{\left(c^2/2\right) N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{\left(31^2/2\right) \times 64.98}{35379.06} = 0.882 kNmm/mm$$

$M_{sd} = 0.882 kNmm/mm < M_{Rd} = 8.011 kNmm/mm$.....vérifiée.

VIII.3.3.4 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise :

$V_{sd} \leq F_{Rd}$

Avec :

$F_{Rd} = F_{f.Rd} = C_{fd} N_{sd} = 0.2 \times 64.98 = 13 kN$

N_{sd}: est l'effort de calcul de compression du poteau.

C_{fd}: est le coefficient de frottement entre la plaque d'assise et la couche de scellement. Une valeur de 0.2 est spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable.

$V_{sd} = 17.87 kN > F_{Rd} = 13 KN$ ...... .non vérifiée.

- **Remarque :**

La résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée, les tiges d'ancrage vont donc reprendre l'effort de cisaillement qu'il faut vérifier en conséquence.

- **Les tiges d'ancrages :**

Elles sont droites mais généralement recourbées à une extrémité, ce qui permet de reprendre un effort de traction plus important et de bloquer la tige et donc l'ensemble de la charpente lors du montage de la structure. Ces efforts de traction sont engendrés par le vent de soulèvement en générale et par les moments à la base dans le cas de poteaux encastrés.

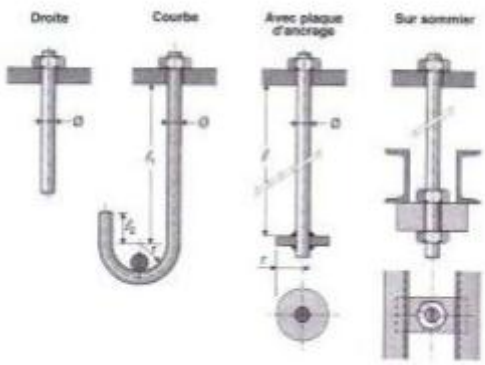


Figure VIII.7 : les types des tiges d'ancrage.

VIII 3.3.4.1 Résistance de tiges d'ancrages au cisaillement :

$F_{v.Rd} = F_{f.Rd} + n_b F_{vb.}$

Ou :

$F_{f.Rd}$: Résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axiale de compression N_{sd} dans le poteau.

$F_{f.Rd} = 0.2N_{sd}$

$F_{vb.Rd}$: Résistance de calcul d'une tige d'ancrage au cisaillement.

$F_{vb.Rd} = \frac{\alpha_{ch} f_{uh} A_s}{\gamma_{M2}}$

$\alpha_{ch} = 0.44 - 0.0003 f_{yb}$ et $235N/mm^2 \leq f_{yb} \leq 640N/mm^2$

$n_{b:}$ Nombre de tiges situées dans l'assemblage.

On constate que cette règle permet d'ajouter la résistance de calcul au cisaillement des tiges d'ancrage à celle par frottement, cette dernière résistance n'existe 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 :

$A_s = 245mm^2$; $f_{ub} = 400N/mm^2$; $f_{yb} = 240N/mm^2$

$F_{f.Rd} = 0.2N_{sd} = 0.2 \times 64.98 = 13kN$

$F_{vb.Rd} = \frac{\alpha_{ch} f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{(0.44-0.0003\times240)\times400\times245}{1.25} \times 10^{-3} = 29kN$

$F_{v.Rd} = 13 + 2 \times 29 = 71kN$

$V_{sd} = 17.87kN < F_{v.Rd} = 71kN$.....vérifiée.

Choix de la bêche :

Il faut satisfaire les conditions suivantes :

-profondeur efficace : $60mm \leq L_{eff(beche)} \leq 1.5h_{beche}$

-hauteur de la bêche :$h_{beche} \leq 0.4h_c$

-élancement maximal des ailes :$\frac{b_{beche}}{t_{beche}} \leq 20$

Les dimensions d'un profil **IPE100** respectent les deux premières conditions.

-la profondeur totale :$d_0 = 100mm$

-la longueur efficace :$L_{eff} = 100 - 30 = 70mm.$

-l'épaisseur de scellement est de 30mm.

VIII 3.3.4.2 Résistance des tiges d'ancrages à l'effort de soulèvement :

D'après les résultats du chapitre calcul des portiques on a :

Combinaison : $G + 1.5V_{X3}$

$N_{sd} = V_A = 4.66kN$ et $V_{z.sd} = H_A = 12.01kN$

Vérification de la tige d'ancrage à la résistance :

Il faut vérifiée la condition suivante :

$$\frac{V_{sd}/n_b}{F_{vb.Rd}} + \frac{N_{sd}/n_b}{N_{t.Rd}} \leq 1.0$$

Avec :

$$N_{t.Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9\times400\times245}{1.25} = 70.6kN$$

$\frac{V_{sd}/n_b}{F_{vb.Rd}} + \frac{N_{sd}/n_b}{N_{t.Rd}} = \frac{12.01/2}{29} + \frac{4.66/2}{70.6} = 0.24 < 1.0$……..vérifiée.

Pour deux tiges M20 en classe 4.6 :

$A_s = 245mm^2$; $f_{ub} = 400N/mm^2$; $f_{yb} = 240N/mm^2$

$d = 20mm$

- **Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence :**

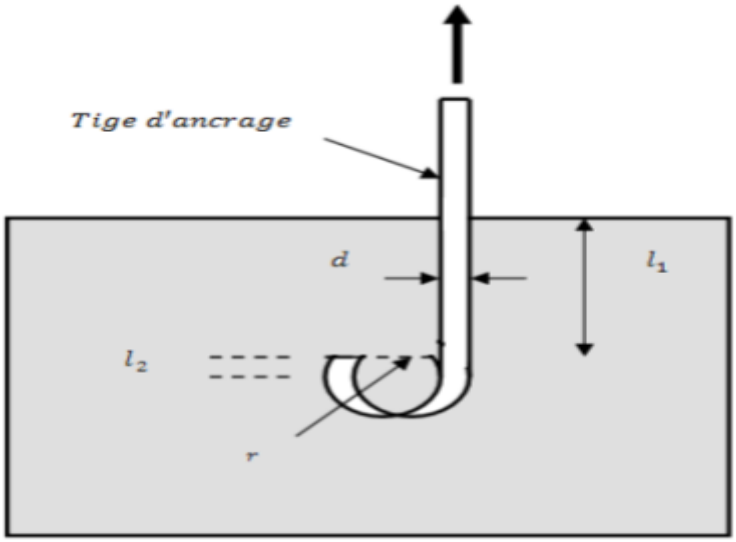


Figure VIII.8 : tige d'ancrage.

Pour un boulon d'ancrage :

$\frac{N_{sd}}{2} \leq F_{anc.Rd}$

La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage est :

$F_{anc.Rd} = \pi.d.f_{bd}(l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$

Les valeurs courantes sont données comme suit :

$r = 3d$; $l_2 = 2d$; $l_1 = 20d$

$r = 3 \times 20 = 60mm$

$l_1 = 20 \times 20 = 400mm$

$l_2 = 2 \times 20 = 40mm$

La longueur totale de la tige :

$l_b = 400 + 6.4 \times 60 + 3.5 \times 40 = 924mm$

La longueur totale de la tige est :

$l_{b.rqd} = 0.144d\frac{f_{ub}}{f_{bd}}$

f_{ub}:Résistance ultime du boulon d'ancrage.

f_{bd}: Contrainte d'adhérence de calcul.

d: Diamètre du boulon d'ancrage.

Calcul de la contrainte d'adhérence f_{bd} :

Classe de béton C25/30 :

$f_{ck} = 25N/mm^2$: Résistance à la compression du béton.

$\gamma_c = 1.15$: Coefficient partiel de sécurité.

$f_{bd} = \frac{0.36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36\sqrt{25}}{1.5} = 1.20N/mm^2$

$l_{b.rqd} = 0.144 \times 20 \times \frac{400}{1.20} = 960mm$

La résistance d'ancrage en traction d'une tige est :

$F_{anc.Rd} = \pi.d.l_{b.rqd}f_{bd} = \pi \times 20 \times 960 \times 1.20 = 72.4kN$

$\frac{N_{sd}}{2} = \frac{4.66}{2} = 2.33kN < F_{anc.Rd} = 72.4kN$.....vérifiée.

❖ Conclusion :

Les bases des poteaux tels que conçue à tous les efforts qui sont appliqués.

Chapitre IX :

Les fondations.

Introduction :

Les fondations sont les éléments de l'infrastructure qui repose sur le sol, elle transmet à ce dernier les charges qui résultent des actions sur la structure qu'elle supporte.

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

-les caractéristiques du sol.

-la stabilité totale du bâtiment.

-le type de construction.

-la solution économique et réalisable.

IX.1 Les charge à considérer :

- **Sous l'effort vers le bas (L'ELU) :**

a-dimensionnement de la semelle :

La platine est soumise aux sollicitations les plus défavorables qui sont :

$M_{sd} = 107.31kN.m$

$N_{sd} = 26.10kN$

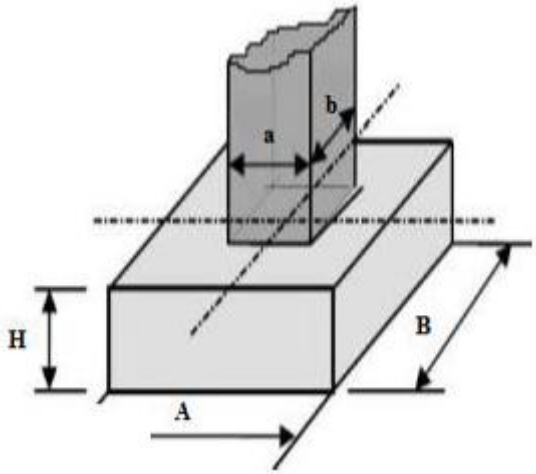


Figure IX.1 : la semelle d'un poteau.

Détermination de A et B :

$\sigma_{sol} = 70kN/m^2$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{a \times B}{b} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{SOL}}} \\ A = \frac{b \times A}{a} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_{sd}}{\sigma_{SOL}}} \end{cases}$$

On a : $a = 300mm$ et $b = 150mm$

$B > 680mm$

$A > 650mm$

Nous allons opter une semelle carré de dimensions (600×600) mm²

b)-calcul de la hauteur de la semelle.

$$h > max \begin{cases} \frac{A-a}{4} = \frac{60-30}{4} = 7.5cm \\ \frac{B-b}{4} = \frac{60-15}{4} = 11.25cm \end{cases}$$; soit $h = 11.25cm$; $d > 3cm$ $(enrobage)$

Soit :$d = 5cm$ donc :

La hauteur de la semelle est :

$h_t = h + 5 = 11.25 + 5 = 16.25cm$

IX.2 L'effort normal de la semelle :

$N_t = N + \frac{4}{3}p$

Avec p: poids propre de la semelle

$p = 2500 \times 1.5 \times 1.5 \times 1.0 = 5625kg$

$N_t = 2610 + \frac{4}{3}(5625) = 10110daN$

$e = \frac{M}{N_t} = \frac{107.31 \times 10^2}{5625} = 19.07cm$; $\frac{A}{6} = \frac{150}{6} = 25cm$

$e = \frac{A}{6}$ $\rightarrow$ la répartition du diagramme est triangulaire.

$\frac{3x \times B \times \sigma_{max}}{2} = N_t.$

$$\sigma_{max} = \frac{2N_t}{3x \times B} = \frac{2 \times 10110}{3(300-19.07) \times 600} = 0.04kN/cm^2 = 4daN/cm^2.$$

IX.3 Calcul des armatures :

Calcul des armatures à L'ELU :

$$A_x = A_y = \frac{N_t(A-a)}{8h\sigma_a} = \frac{10110 \times (600-300)}{8 \times 16.25 \times 3400} = 0.69cm^2$$

Avec : $\sigma_a = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1.15} = 3400daN/cm^2$ (acier Fe400).

Condition de fragilité :

$$A_{min} = A_{min} = 0.23\frac{f_{t28}}{f_e}.A.h = 0.23\frac{2.1}{400} \times 60 \times 11.25 = 0.81cm^2$$

Soit : 6T12

La section à adopter sera 11T12 avec espacement de 19.07 cm.

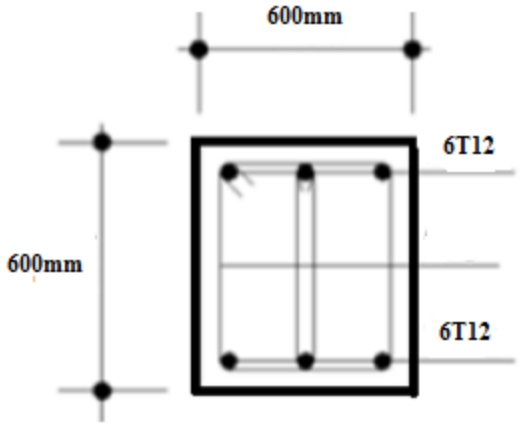


Figure IX.2 : les armatures longitudinales et transversales.

❖ *Conclusion :

Semelle carré de : 600×600 (cm×cm).

Armatures longitudinales : 6T12 avec un espacement de 19.07 cm.

Armatures transversales : 6T12 avec un espacement de 19.07 cm.

❖ Conclusion générale :

Dans notre travail, on a étudié les différentes étapes de la construction métallique, il constitue pour nous la première expérience dans notre métier de conception, de calcul et de la réalisation de structures conformes au différent règlement en vigueur.

Ce travail a été aussi une occasion d'apprendre à utiliser différents logiciels de calcul et de dessin. Ces derniers deviennent aujourd'hui une nécessité qui réduit énormément le temps de conception et de calcul.

Enfin. Nous souhaitons que ce modeste travail soit un bon support pour les promotions à venir et nous tenons à leurs dire que la conception c'est la base d'un projet de fin d'études bien réalisé.

Références Bibliographiques :

- Charges permanentes et charges d'exploitation « D.T.R-B.C-2.2 ».
- Règles neige et vent « RNV2013.D.T.R-B.C-2.47 ».
- Règles de calcul des structures en acier « EC3.ENV 1993-1-1 Eurocode 3 ».
- Règles parasismiques algériennes « RPA99/version 2003.D.T.R.-B.C-2.48 ».
- Mr DAHMANI Lahlou « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique ».
- Béton armée aux états limites « BAEL 91/Version 99 ».
- Règles De calcul des fondations superficielles « D.T.R-B.C-13.12 »

Annexe 1 :
Tableaux des profilés

	G kg/m	h=b mm	t mm	r_1 mm	r_2 mm	A mm^2 $x10^2$	$z_s=y_s$ mm x10	v mm x10	u_1 mm x10	u_2 mm x10	A_L m^2/m	A_G m^2/t
L 20 x 20 x 3	0,879	20	3	3,5	2,0	1,12	0,596	1,41	0,843	0,700	0,077	87,40
L 25 x 25 x 3 -/*	1,11	25	3	3,5	2,0	1,42	0,721	1,77	1,02	0,877	0,097	86,88
L 25 x 25 x 4 -/*	1,45	25	4	3,5	2,0	1,85	0,761	1,77	1,08	0,892	0,097	66,67
L 30 x 30 x 3 -/*	1,36	30	3	5	2,5	1,74	0,835	2,12	1,18	1,05	0,116	84,87
L 30 x 30 x 4 -/*	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,878	2,12	1,24	1,06	0,116	65,02
L 35 x 35 x 4 -/*	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,136	64,82
L 40 x 40 x 4 -/*	2,42	40	4	6	3,0	3,08	1,12	2,83	1,58	1,40	0,155	64,07
L 40 x 40 x 5 -/*	2,97	40	5	6	3,0	3,79	1,16	2,83	1,64	1,41	0,155	52,07
L 45 x 45 x 4 */*	2,74	45	4	7	3,5	3,49	1,23	3,18	1,75	1,57	0,174	63,46
L 45 x 45 x 4,5 */-/*	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,174	56,83
L 45 x 45 x 5 */*	3,38	45	5	7	3,5	4,30	1,28	3,18	1,81	1,58	0,174	51,51
L 50 x 50 x 4 -/*	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,36	3,54	1,92	1,75	0,194	63,49
L 50 x 50 x 5 -/*	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,194	51,46
L 50 x 50 x 6 -/*	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,194	43,41
L 50 x 50 x 7 */*	5,15	50	7	7	3,5	6,56	1,49	3,54	2,10	1,78	0,194	37,66
L 55 x 55 x 5 */*	4,18	55	5	8	4,0	5,32	1,52	3,89	2,15	1,93	0,213	51,05
L 55 x 55 x 6 */*	4,95	55	6	8	4,0	6,31	1,56	3,89	2,21	1,94	0,213	43,04
L 60 x 60 x 4 *	3,70	60	4	8	4,0	4,71	1,60	4,24	2,26	2,10	0,233	63,07
L 60 x 60 x 5 -/*	4,57	60	5	8	4,0	5,82	1,64	4,24	2,32	2,11	0,233	51,04
L 60 x 60 x 6 -/*	5,42	60	6	8	4,0	6,91	1,69	4,24	2,39	2,11	0,233	42,99

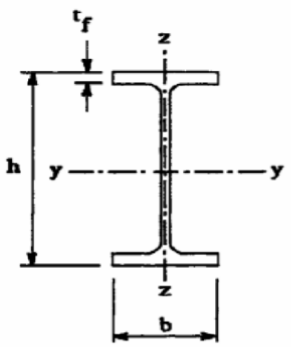
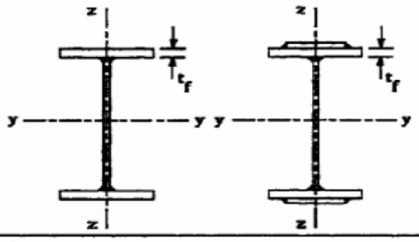
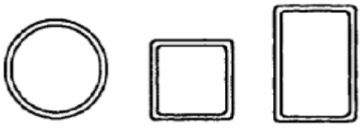
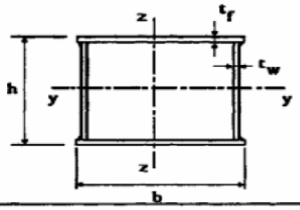
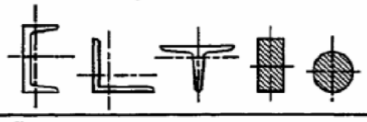
Désignation Designation Обозначение	G kg/m	I_y mm⁴ x10⁴	$W_{el,y}$ mm³ x10³	$W_{pl,y}$ mm³ x10³	i_y mm x10	A_{vz} mm² x10²	I_z mm⁴ x10⁴	$W_{el,z}$ mm³ x10³	$W_{pl,z}$ mm³ x10³	i_z mm x10	s_s mm	I_t mm⁴ x10⁴	I_w mm⁶ x10⁹	Classification EN 1993-1-1: 2005 Pure bending y-y S235	S355	S460	Pure compression S235	S355	S460	EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
		axe fort y-y strong axis y-y ось y-y					axe faible z-z weak axis z-z ось z-z															
IPE AA 240	24,9	3154	267	298	9,97	15,3	231	38,6	60,0	2,70	38,4	7,33	30,1	1	1	-	3	4	-	✓		
IPE A 240	26,2	3290	278	312	9,94	16,3	240	40,0	62,4	2,68	39,4	8,35	31,3	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 240	30,7	3892	324	367	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPE O 240	34,3	4369	361	410	10,0	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE A 270	30,7	4917	368	413	11,2	18,8	358	53,0	82,3	3,02	40,5	10,3	59,5	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 270	36,1	5790	429	484	11,2	22,1	420	62,2	97,0	3,02	44,6	15,9	70,6	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE O 270	42,3	6947	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE A 300	36,5	7173	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,34	42,1	13,4	107	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 300	42,2	8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	46,1	20,1	126	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 300	49,3	9994	658	744	12,6	29,1	746	98,1	153	3,45	51,0	31,1	158	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 330	43	10230	626	702	13,7	27,0	685	85,6	133	3,54	47,6	19,6	172	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 330	49,1	11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	28,2	199	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 330	57	13910	833	943	13,8	34,9	960	119	185	3,64	56,6	42,2	246	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 360	50,2	14520	812	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	282	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 360	57,1	16270	904	1019	15,0	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 360	66	19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	380	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 400	57,4	20290	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4,00	55,6	34,8	432	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 400	66,3	23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓

Désignation Designation Обозначение	G kg/m	I_y mm⁴ x10⁴	$W_{el,y}$ mm³ x10³	$W_{pl,y}$ mm³ x10³	i_y mm x10	A_{vz} mm² x10²	I_z mm⁴ x10⁴	$W_{el,z}$ mm³ x10³	$W_{pl,z}$ mm³ x10³	i_z mm x10	s_s mm	I_t mm⁴ x10⁴	I_w mm⁶ x10⁹	Classification EN 1993-1-1: 2005 Pure bending y-y S235	S355	S460	Pure compression S235	S355	S460	EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001
		axe fort y-y strong axis y-y ось y-y					axe faible z-z weak axis z-z ось z-z															
IPE AA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3,00	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,40	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 80	5,0	64,4	16,5	19,0	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 80	6,0	80,1	20,0	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,70	0,12	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,40	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 100	6,9	141	28,8	33,0	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,20	0,35	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7,00	11,0	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 120	10,4	318	53,0	60,7	4,90	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	✓		
IPE A 140	10,5	435	63,3	71,6	5,70	6,21	36,4	10,0	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE 140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓

Annexe 2 :

[redacted]

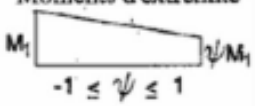
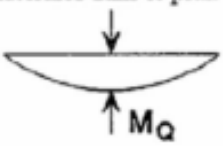
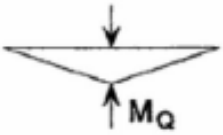
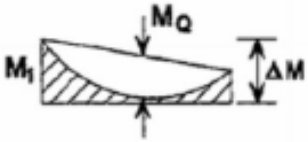
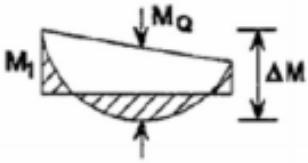
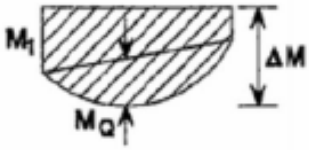
Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1{,}2$: $t_f \leq 40$ mm	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1{,}2$: $t_f \leq 100$ mm	y - y z - z	b c
	$t_f > 100$ mm	y - y z - z	d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40$ mm	y - y z - z	b c
	$t_f > 40$ mm	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

Annexe 3 :

Facteurs de moment uniforme équivalent βM

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
Moments d'extrémité  $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M,\psi} = 1{,}8 - 0{,}7\psi$
Moment crée par des forces latérales dans le plan  	$\beta_{M,Q} = 1{,}3$
 	$\beta_{M,Q} = 1{,}4$
Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité  	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M}(\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$
 	$M_Q = \lvert MaxM \rvert$ dû aux charges transversales seulement
 	$\Delta M = \begin{cases} \lvert \max M \rvert & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \lvert \max M \rvert + \lvert \min M \rvert & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

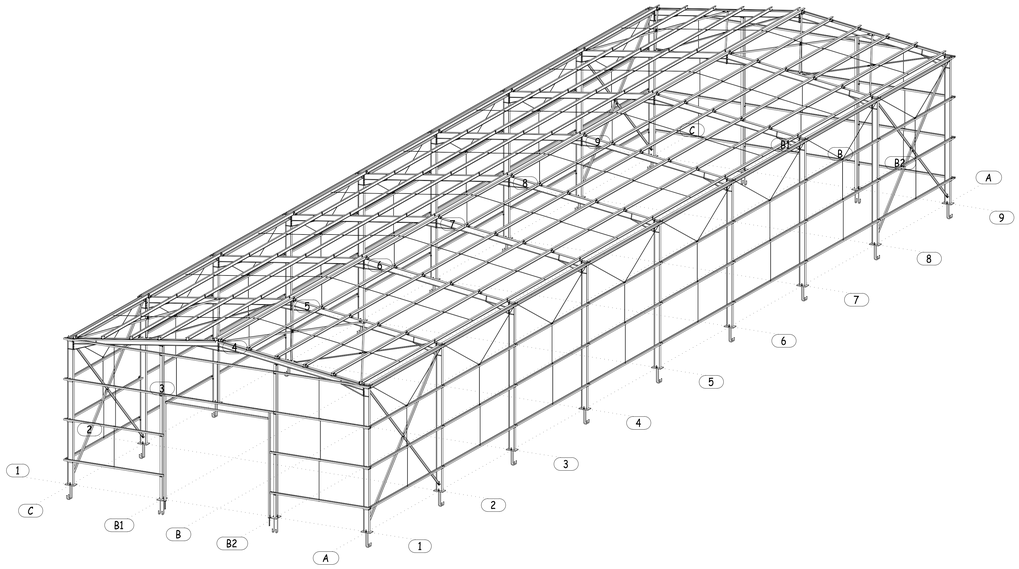
Annexe 4 :

Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe a

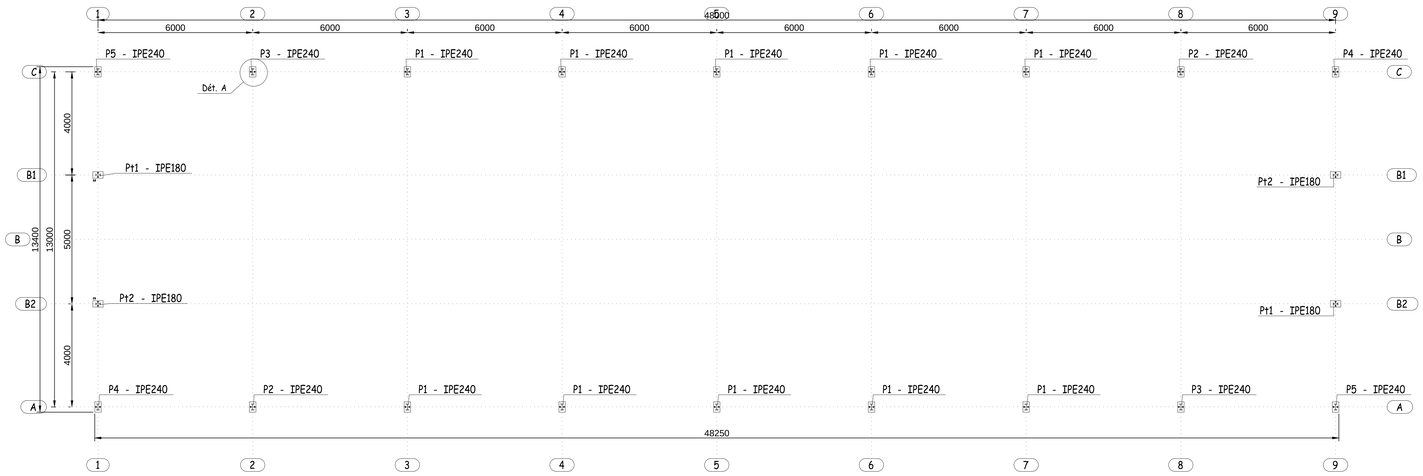
$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

où : $\phi = 0{,}5\left[1 + \alpha\left(\bar{\lambda} - 0{,}2\right) + \bar{\lambda}^2\right]$ et : $\alpha = 0{,}21$

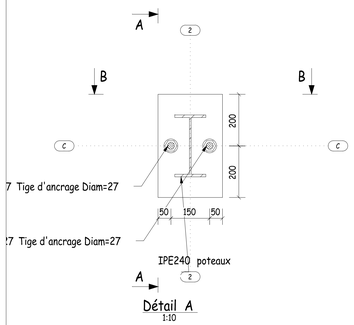
$\bar{\lambda}$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978



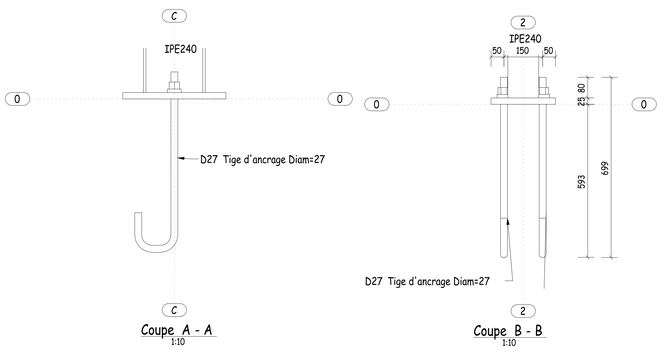
3D
1:100



Niv.0
1:100



Détail A
1:10



Coupe A - A
1:10

Coupe B - B
1:10

Indice	Description	Date de révision

POWERED BY TEKLA A TRIMBLE COMPANY
www.tekla.com

Numéro d'affaire: 14-001

Nom d'affaire: Nom du Projet Info 1

Numéro de plan: [4]
Indice :

Dessinateur: Dessinateur

Date: 31.05.2018

Echelles: 1:10 1:100

Format

3D et Implantation

TEKLA s.a.r.l

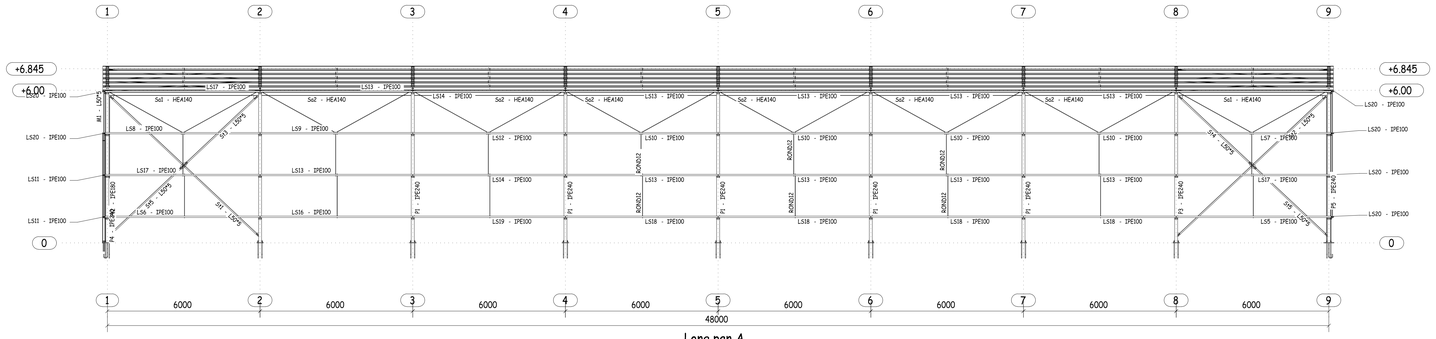
ZA Albipôle
8 Avenue Albipôle
81150 TERSSAC (FRANCE)

Hôtel de l'Innovation - Immeuble Darwin
Parc SILIC ORLY-RUNGIS
106 rue des Gémeaux
94150 RUNGIS (FRANCE)

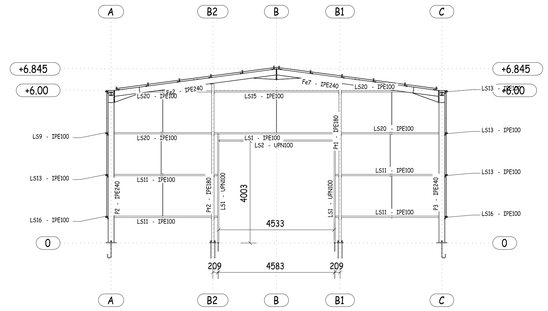
Tel.: 05 63 48 11 60
Fax: 05 63 48 11 61

support-teklastructures@fr.tekla.com

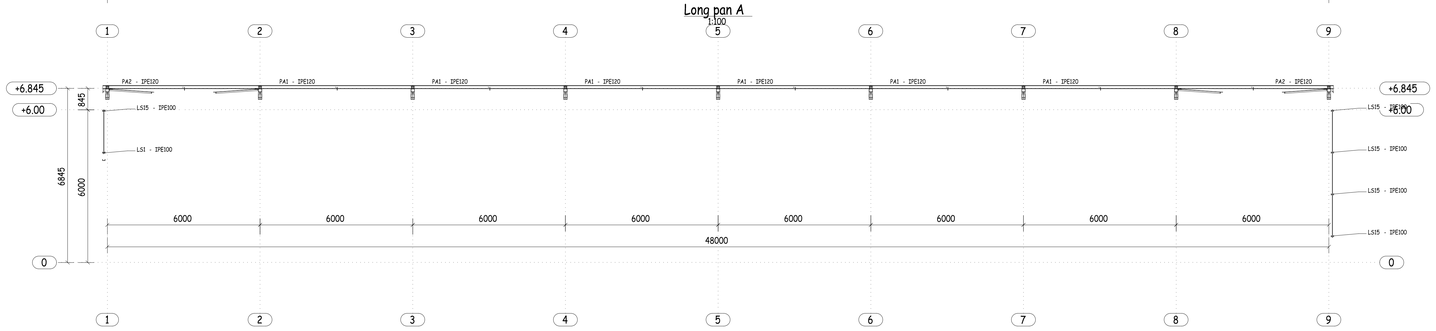
Dessin réalisé avec TeklaStructures



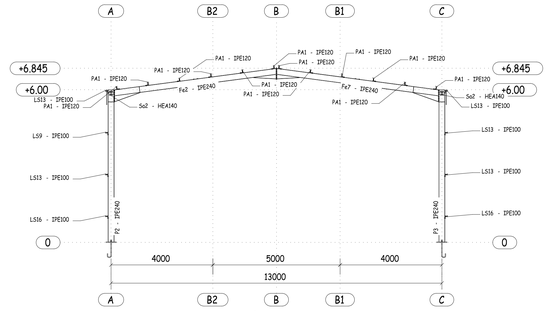
Long pan A
1:100



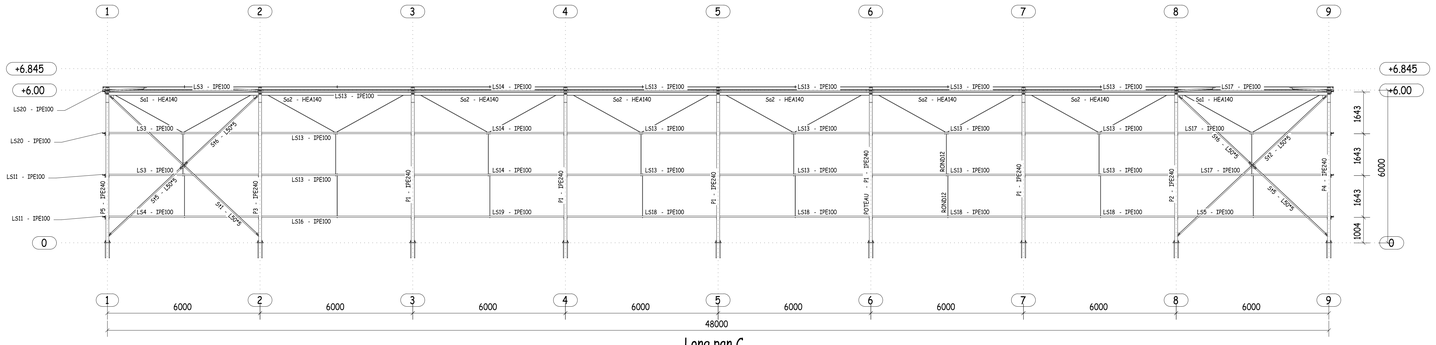
Pignon1
1:100



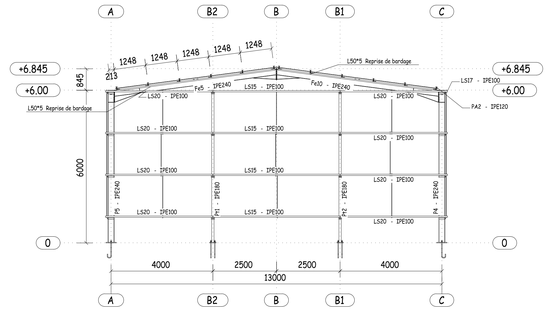
Long pan B
1:100



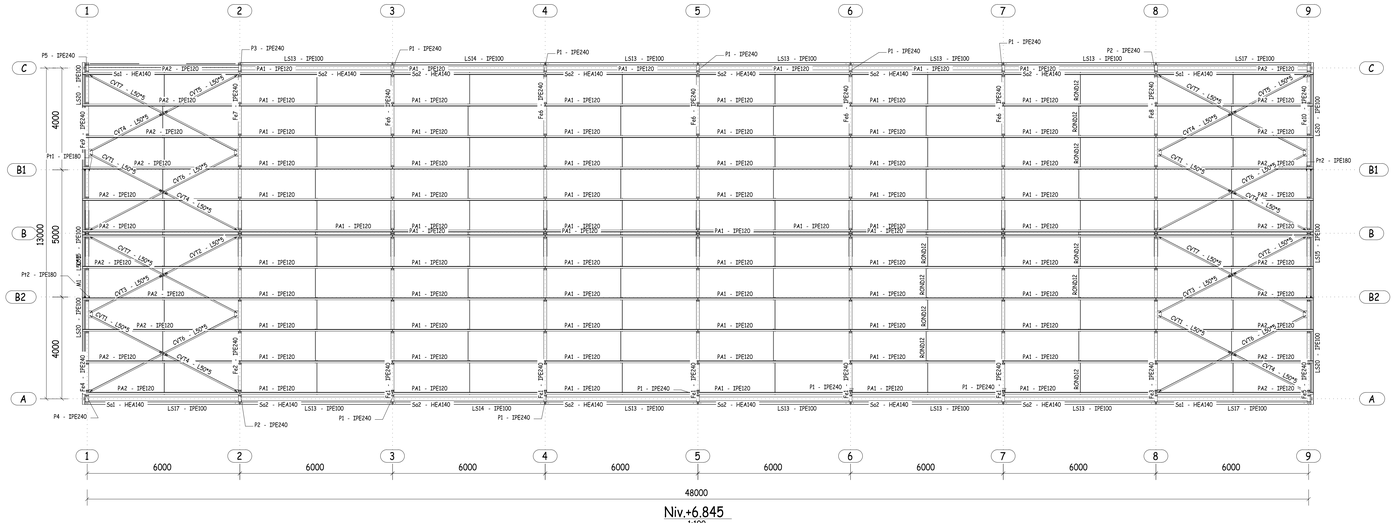
Pignon2
1:100



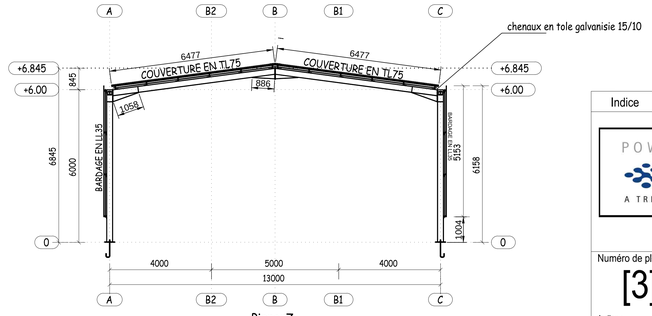
Long pan C
1:100



Pignon9
1:100



Niv.+6.845
1:100



Pignon7
1:100

Indice	Description	Date de révision

POWERED BY TEKLA A TRIMBLE COMPANY
www.tekla.com

Numéro d'affaire: 14-001

Nom d'affaire: Nom du Projet Info 1

Numéro de plan: [3]
Indice :

Dessinateur: Dessinateur
Date: 31.05.2018
Echelles: 1:100
Format

Standard_A0

TEKLA s.a.r.l

ZA Albipôle
8 Avenue Albipôle
81150 TERSSAC (FRANCE)
Tel.: 05 63 48 11 60

Hôtel de l'Innovation - Immeuble Darwin
Parc SILIC ORLY-RUNGIS
106 rue des Gémeaux
94150 RUNGIS (FRANCE)
Fax: 05 63 48 11 61

support-teklastructures@fr.tekla.com

Dessiné avec Tekla Structures