

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



Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention d'un diplôme du Master 2 en Génie Civil
Option : Constructions métalliques

Thème

**Conception dimensionnement et calcul d'un bâtiment
métallique sans étages avec deux ponts roulants**

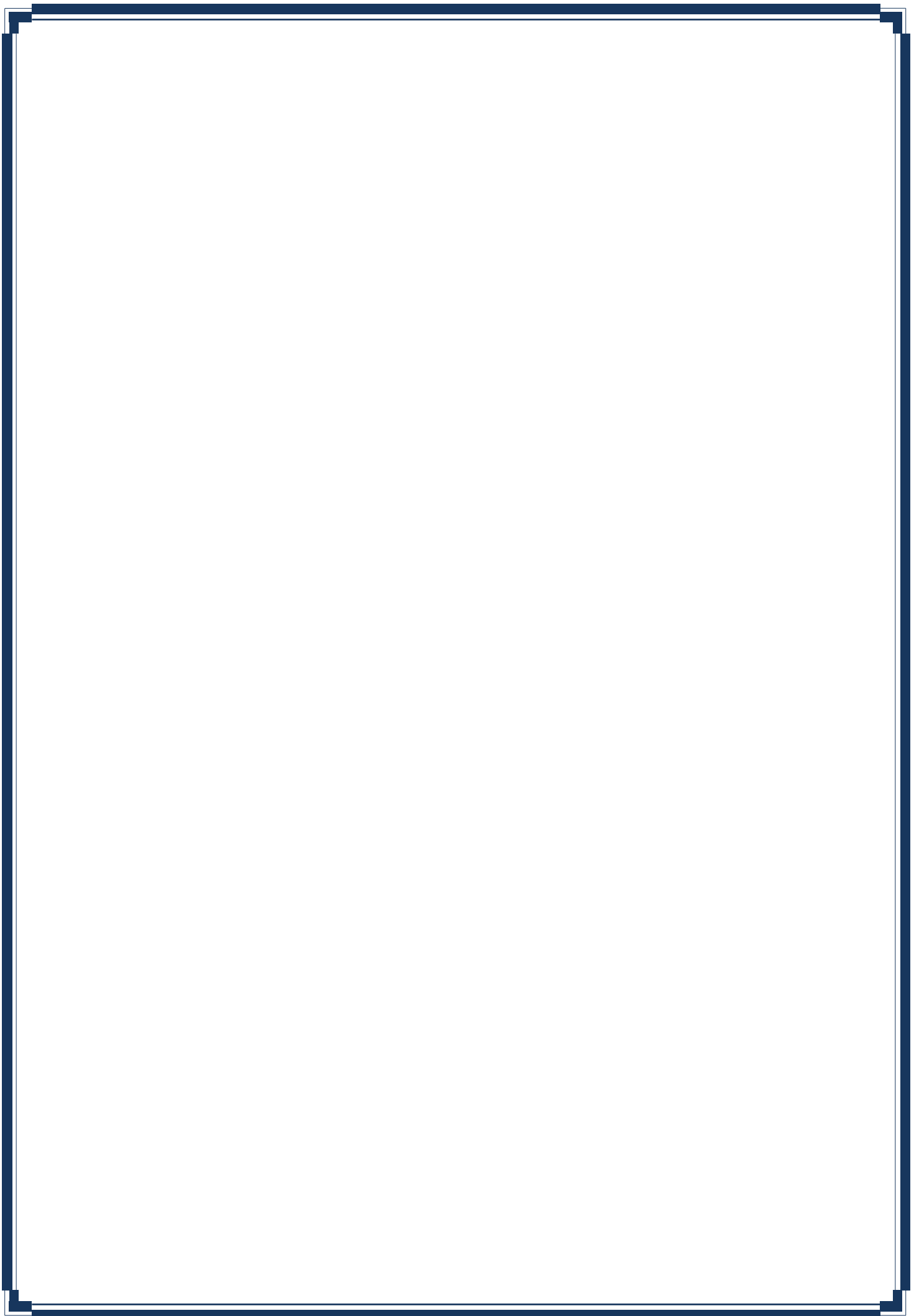
Réalisé par :

Boulahbal Hasna Manel
Chait tinhinane

Promoteur :

Mr : BOUDJEMIA .A

Promotion : 2019/2020



Remerciement

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

Nous tenons à remercier vivement et sincèrement notre encadreur Mr. BOUDJEMIA .A qui a contribué et assuré la direction de ce travail, pour tout le soutien, les orientations et la patience qu'il a manifesté durant son encadrement tout le long de la réalisation de ce mémoire.

Nous souhaitons exprimer notre gratitude aux membres du jury le Président Mr Dahmani .L , et les examinateurs Mr..... Et , Pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

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

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

Merci à tous

BOULAHBAL MANEL, CHAIT TINHINANE

*C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux
Personnes les plus chères au monde, mes chers parents (MOURAD et
DJADJIGA) pour leurs amour
Et bonté et que sans eux je n'aurai jamais pu atteindre mon objectif, que
Dieu me les garde*

A Mes chères sœurs : MERIEM, SALWA, AMINA, THAFATH et MASSILIA

A Mes grand-mères : FADMA et FATIMA

A Mes chères tantes et oncles

Mes cousins et cousines, et toute la famille CHAIT

A mon chère TOUFIK qui m'a aidé et ma soutenue durant cette période

À mon binôme et amie MANEL, À toute sa famille qui sont tous adorables

À tous mes enseignants du primaire jusqu'à ce jour

*À tous les amis que j'ai connus de près ou de loin, (SAIDA, THILLELI,
KAHINA, SOUHILA, IMEN, SYLIA, SARA, LIZA, LUDMILLA)*

À toutes les personnes qui ont croisés mon chemin.

À la promo CM 2019-2020,

TINHINANE



Dédicace :

Merci ALAH, pour vous m'avez donné la possibilité d'écrire, de penser et la patience jusqu'à aujourd'hui.

Je dédie ce travail à mon Roi, qui s'est fatigué le long de cette vie pour moi il m'a Énormément soutenu pour atteindre ce stade. Vous avez toute l'appréciation et le Respect et l'amour, Merci PAPA.

A celle qui s'est donnée a fond au fil des années et qui a enduré beaucoup. Celle qui m'a donné toute son attention depuis que je suis né, et m'a soutenu dans toutes mes démarches. Toute l'appréciation, le respect et l'amour pour vous, Ma Reine, Merci MAMA.

Je dédie aussi ce travail a :

Mes sœurs, GHOZI , aya , nihal

Mon cher frère : walid

Toute la famille boulahbal

Mon cher binôme : chaït tinhinane et sa famille .

A l'ingénieur samir .

A tous ceux qui m'aiment et ceux que j'aime .

.....Manel

Liste des figures :

Figure I.1.vue en perspective

Figure.I.2.Localisation du site du projet (Tamda, Tizi ousou)

Figure I.3 : Vue en 3D de la structure

Figure-II-1- Répartition des charges de la neige sur la toiture

Figure II.2 : vent perpendiculaire à la façade principale.

Figure II.3 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique

Figure II.4: Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V1.

Figure II.5 :Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens

Figure II.6 : La répartition des zones de pression sur la toiture suivant le sens V1

FigureII.7 : valeur de C_{pe} pour la toiture à la direction du vent V1.

FigureII.8 : Légende pour les parois verticales.

Figure II.9 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V2.

Figure II.10 : C_{pe10} correspondant à chaque zone de parois verticales sent V2.

Figure II.11 : La répartition des zones de pression sur la toiture, sens V1.

Figure II.12 : coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante, (Figure 5.14 du RNVA 2013).

Figure II.13: La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1

Figure II.15: La répartition de la pression aérodynamique sur les paroisverticales, cas de vent dans le sens V2

Figure II.16 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2

Figure III. 1 : Disposition de la panne sur la toiture.

Figure III.2: Orientation des charges sur les pannes.

Figure III.3 : Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z.

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

Figure. III.5-verification de la flèche.

Figure III.6 : La répartition des charges sur les lisses de long pan.

Figure III.7 : La répartition des charges sur les lisses de long pan.

Figure .IV.1.schémat du pont roulant

Figure IV.2Coupe transversale

Figure .IV.3 : schéma des ponts roulants.

Figure IV. 4: Réactions verticales aux galets

Figure IV.5: Récapitulatif des réactions sur les galets

Figure IV.6: Schéma de la poutre de roulement

Figure IV.7 : Disposition des réactions des galets sur la PDR

Figure-IV.8 : charges de galets sur le rail

Figure-IV.9 : schéma (PDR+rail)

Figure IV.10 : Detaille du support du chemin de roulement

Figure : VI.1-Schéma statique de la poutre au vent.

Figure : VI.2-L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité.

Figure VI.3. Schéma statique de la palée de stabilité

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

Figure VIII.2.détails d'assemblage.

Figure : VII.3-Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue.

Figure : VIII .4.Résistance âme du poteau dans la zone comprimée.

Figure : VIII.5.Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

Figure : VIII.6.Détails sur l'assemblage de faitage.

Figure : VIII.7.Base des poteaux

Figure : VIII.8.pied de poteaux encastrés.

Figure : VIII.9.Pieds de poteaux encastrés.

Figure : VIII.10.Détails sur l'assemblage.

Figure : VIII.11.Tige d'ancrage

Figure IX.1:Schéma de ferrailage des longrine

Liste des tableaux :

Tableau II.1 : Paramètres de la catégorie de terrain 3.

Tableau II.2 : valeurs de surface et de coefficient c_{pe} de chaque zone de parois vertical.

Tableau II.3 : Les valeurs de C_{pe} qui correspondent à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V1.

Tableau II.4 : valeurs de surface et de coefficient C_{pe} de chaque zone de parois vertical.

Tableau II.5 : valeurs de surface de chaque zone de toiture.

Tableau II.6 : valeurs de coefficient c_{pe} de chaque zone de toiture.

Tableau II.7 les valeurs de C_{pi} en fonction de h/d

Tableau II.8 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V1) sur long pan.

Tableau II.9 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V1) sur long pan.

Tableau II.10 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V2) sur pignon.

Tableau II.11 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V2) sur pignon.

Tableau II.12 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1.

Tableau II.13: valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1.

Tableau II.14 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2.

Tableau II.15 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.

Tableau III.1: Caractéristiques géométriques de l'YPE 160.

Tableau III.2: Caractéristiques géométriques de l'YPE 180.

Tableau III.3: Caractéristiques géométriques d'UAP175.

Tableau III.4: Caractéristiques géométriques de UAP 200.

Tableau III.5: Caractéristiques géométriques de UAP175.

Tableau III.6: Caractéristiques géométriques de l'YPE 330 O

Tableau IV.1 : dimensions des ponts roulants.

Tableau IV.2: Les charges et vitesses du pont roulant

Tableau IV.3 : Classements des ponts roulants

Tableau IV.4. Réaction d'un galet en charge.

Tableau IV.5 : caractéristiques de profile HEB400.

Tableau VI.6 : caractéristiques du rail.

Tableau V.1-valeurs des pénalités P_q .

Tableau V.2 : Charges permanentes W_{Gi} de toute la structure

Tableau VI.1-coefficients minorateurs β_1 et β_2 .

Tableau VI.2: Caractéristiques géométriques de l'IPE 180.

Introduction général

I.1-Introduction :

Notre projet de fin d'étude consiste à faire, la conception, le dimensionnement et le calcul d'un hangar multiple avec deux ponts roulants de même caractéristiques d'une capacité de 15 tonnes pour chaque 'un, destiné pour la fabrication industriel.

Dans ce chapitre, il sera question de présenter le site du projet, ses données géométriques et climatiques.

I.2-Présentation de projet :

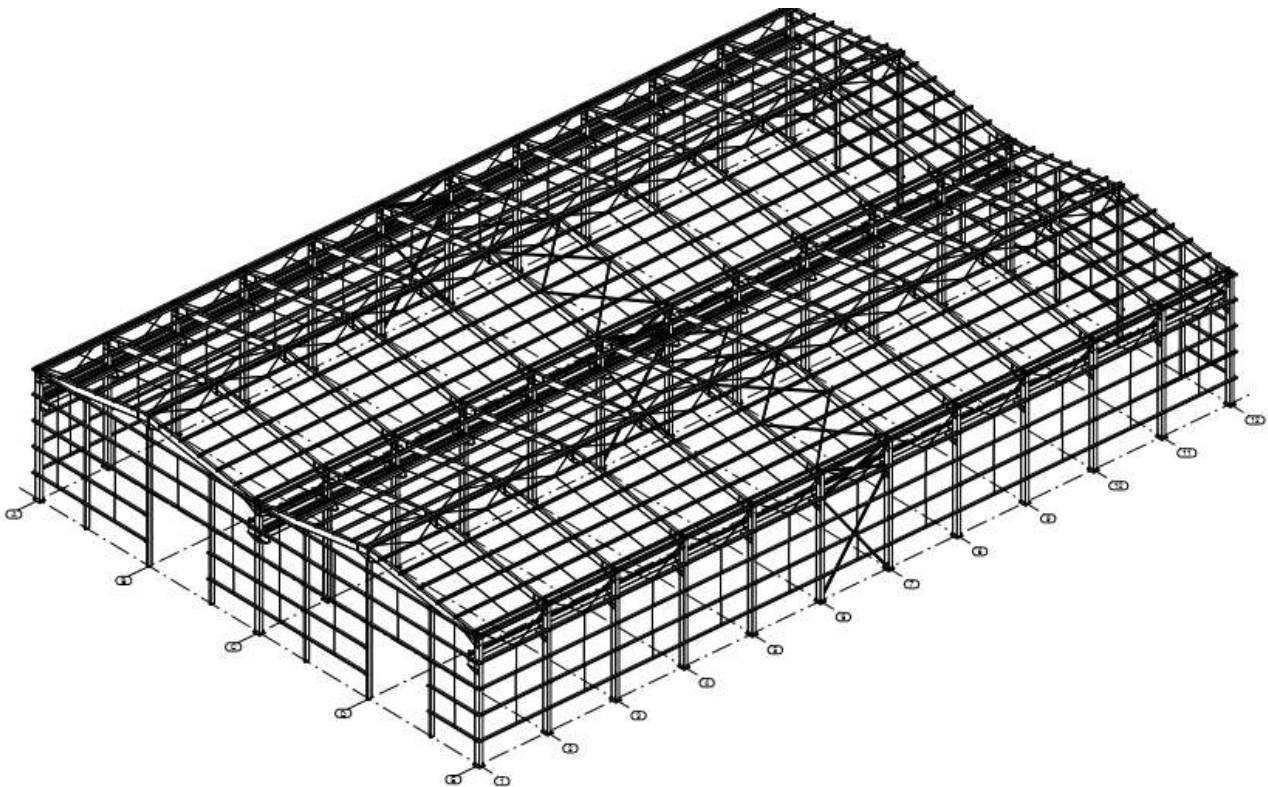


Figure 1.1 vue en perspective

I.2.1- localisation du projet :

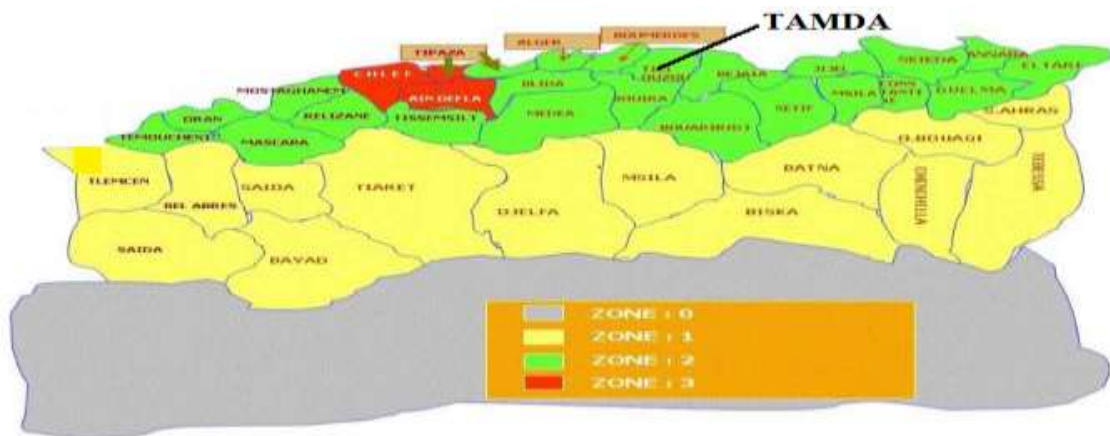


Figure 1.2 : Localisation du site du projet (Tamda, Tizi ousou)

L'ouvrage sera implanté à TAMDA wilaya de Tizi-Ouzou qui est classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité (IIa). Site meuble (S3).

I.2.2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Longueur totale = **66m**.

Largeur totale = **43.28m**.

Hauteur totale = **11.62m**.

Hauteur des poteaux = **10m**.

Hauteur de la toiture = **1.62m**.

Pente de la toiture = **8.53°**.

Niveau du pont roulant $h = 7.8m$

Distance entre portique $d = 6 m$.

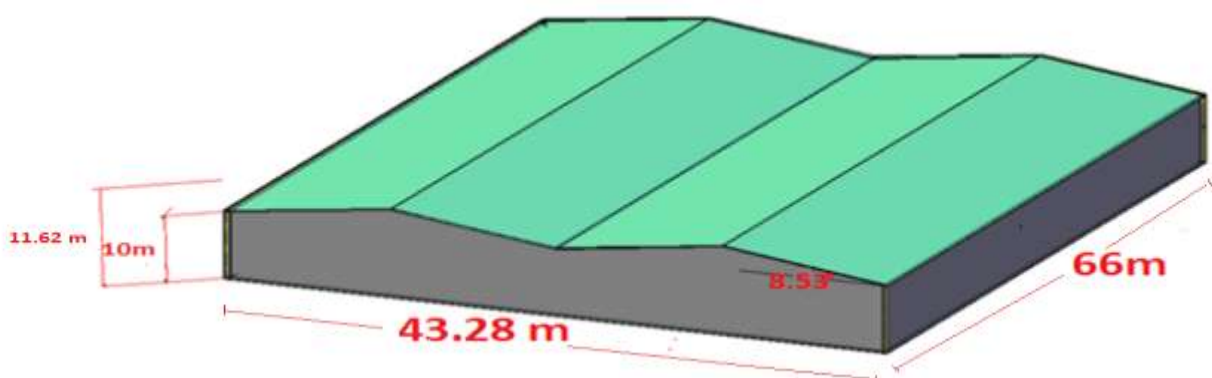


Figure I.3 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- **Les ouvertures :**

➤ **Pignon :**

-1^{er} hall : deux portes coulissantes 6x5.20m

-2^{ème} hall : deux portes coulissantes de 6x5.20m

➤ **Long pan :**

-10 fenêtres de 1x0.80m pour chaque côté.(juste quatre qui sont ouvertes)

I.2.3-Données concernant le site :

- Zone de neige: **A**

- Région du vent: **I**

- Site: **plat.**

- Catégorie de terrain: **III.**

- Altitude géographique: **200m.**

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance $\sigma_{adm} = 2 \text{ bar.}$

I. 3 Ossature et stabilité de la structure :

La stabilité de la structure dans le sens transversal est assurée par des portiques auto stables, et la stabilité longitudinale est réalisée par des palées de stabilités en **X** (croix de Saint-André).

I.4 Conception Structurelle :

La conception de ce bâtiment industriel a été faite de façon à satisfaire les critères suivants: -
L'économie.

- La faisabilité.

- Assurer la stabilité d'ensemble de la structure.

- Assurer une résistance vis-à-vis des phénomènes d'instabilité.

I.4.1.Partie horizontale (les toitures)

La toiture constitue la partie supérieure d'une structure. La fonction de la toiture est double, d'une part, elle doit assurer la répartition des charges (fonction porteuse) et d'autre part, elle assure le rôle de protection. La toiture de notre projet à quatre (04) versants identiques est constituée de plusieurs éléments:

- Traverses.
- Panne.
- échantignole
- les liernes
- Panneaux sandwich.

I.4.2.Partie verticale (les façades)

Un bardage utilisé maintenu en place à l'aide des lisses.

I.5- Eléments structuraux :

- Poteaux : HEA
- Potelets : IPE
- Panne : IPE
- Lisse : UAP

I.6- Ponts roulants :

Le pont roulant utilisé dans ce projet est de type mono-poutre à utilisation en service intermittent avec soulèvement de charge variant de zéro à la charge nominale.

✚ On à 2 pont roulants à prévoir ; répartis dans :

- 1^{er} hall : un pont roulant de 20 m de portée ; soulevant 15t au niveau 7.8m.
- 2^{ème} hall : un pont roulant de 20m de portée ; soulevant une charge maximale de 15t au niveau 7.8m .

I.7-Matériaux utilisés :

a) Acier :

L'acier est un matériau par transformation qui associe le fer et le charbon dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

Pour la réalisation de notre projet ; On a utilisé l'acier S235 de caractéristiques :

- Résistance limite d'élasticité : $f_y=235 \text{ N/mm}^2$.
- Module de Young: $E=210\,000 \text{ N/mm}^2$.
- Coefficient de poisson : $\nu=0,3$.
- Module de cisaillement : $G=84\,000 \text{ MPa}$
- Masse volumique : 7850 Kg/m^3

b) Béton :

C'est un matériau constitué par le mélange de ciment avec granulats (sable et pierraille) et de l'eau, tous ces composants interviennent dans la résistance du mélange (béton), on utilise ce matériau à cause de sa résistance à la compression mieux qu'à l'effort de traction.

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

On utilise un béton **C20/25** dont les caractéristiques suivantes :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28}=25 \text{ MPa}$.
- La résistance caractéristique à la traction: $f_{t28}=0,06f_{c28}+0,6=2,1 \text{ MPa}$.
- Poids volumique $=2500 \text{ Kg/m}^3$ - Module d'élasticité : $E=14000 \text{ MPa}$.

I.8- Règlements techniques utilisés :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- ❖ DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- ❖ DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
- ❖ DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques ALGERIENNES « RPA99/VERSION 2003 ».
- ❖ DTR. C.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV2013 ».
- ❖ BAEL91 : Calcul des Structures en béton.
- ❖ EUROCODE 3 : Calcul des structures métalliques.
- ❖ CTICM : Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulements des ponts roulants

I.9- Les assemblages :

I.9.1-Le boulonnage :

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

Pour notre cas, on a utilisé les boulons de haute résistance (HR) pour les assemblages rigides des portiques auto stables.

I.9.2 -Le soudage :

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

I.10.Logiciels utilisés:

- ✚ **Tekla** : pour les dessins architecturaux
- ✚ **Logiciel Robot 2021** : pour la modélisation de la structure.

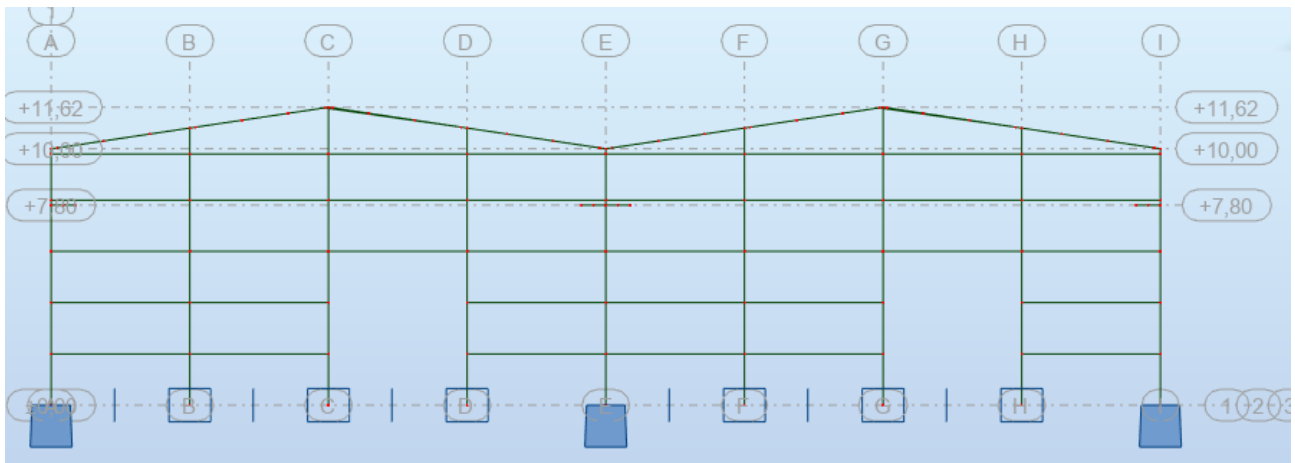


Figure I-4 : Vue du côté pignon de l'ossature.

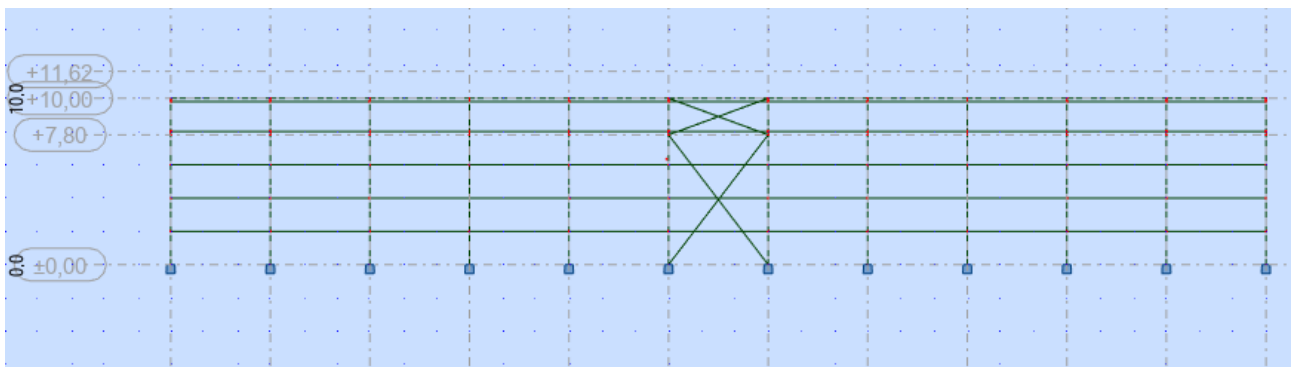


Figure I -5 : Vue du côté long pan de l'ossature

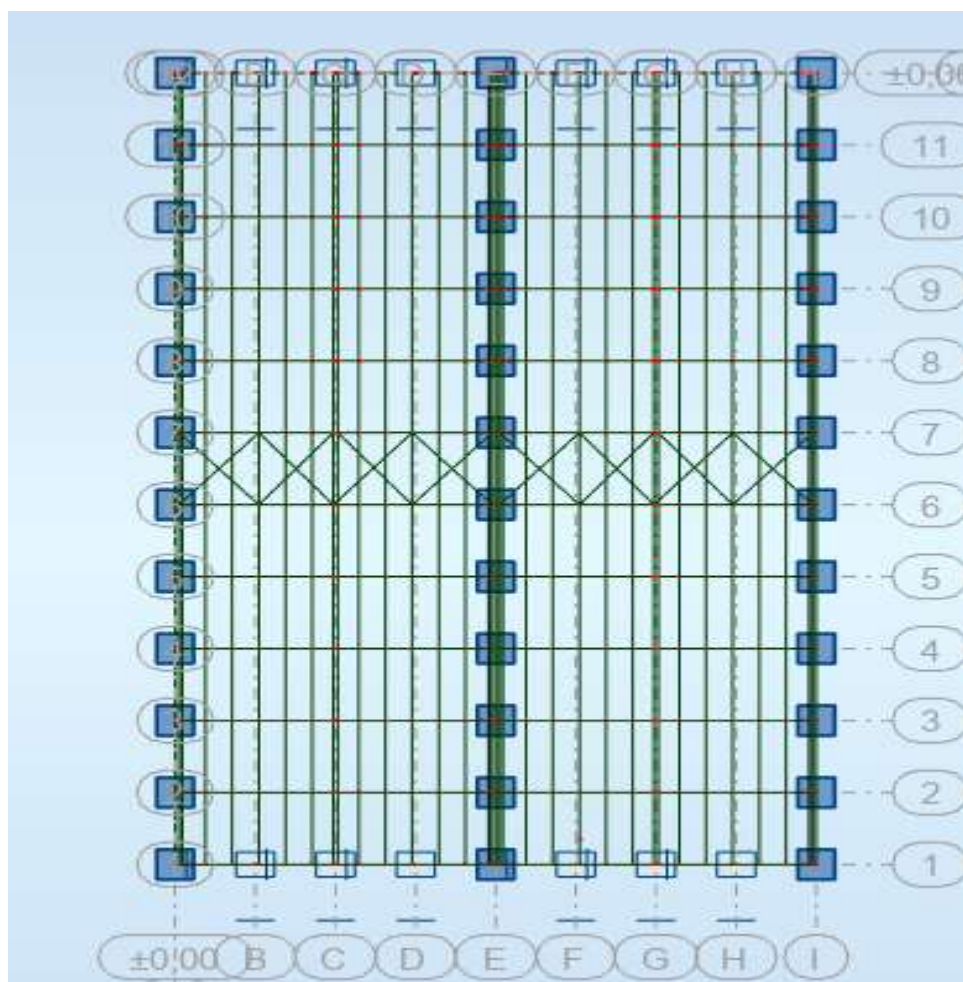


Figure I -6: Vue de dessus de l'ossature.

II.1.Introduction :

L'effet des actions climatiques sur une construction métallique est très importante, Alors une étude approfondie doit être élaborée pour le but de la détermination des différentes sollicitations produite par la charge de la neige d'un côté et les efforts dynamiques qui sont introduits par le vent de l'autre selon **RNV-99-version 2013**.

II.2- Etude de la neige :

II.2.1-But de l'étude :

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

II.2.2-Domain d'application :

Le présent règlement s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure ou égale à 2000m (**Selon RNVA 2013 partie I, Article 2.2**).

II.2.3-Charge de la neige :

- **La charge de la neige sur le sol S_k :**

La charge de neige sur le sol est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

Dans notre cas :

- ✓ Le projet est implanté à Tizi-Ouzou qui est classée en zone **A** selon la classification de (**L'annexe 1 RNVA2013**).
- ✓ Altitude géographique : **$H_G=200m$**
- ✓ Donc : S_k est donnée par la formule suivante :

$$S_K = \frac{0,07 \times H_G + 15}{100} \quad (\text{RNVA2013.Partie I.4})$$

A.N :

$$S_k = \frac{0.07 \times 200 + 15}{100} = \mathbf{0.29KN/m^2}$$

$$S_K = \mathbf{0.29 KN/m^2}$$

• charge de la neige sur la toiture S :

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

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

La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante:

$$S = \mu \times S_K \dots \dots \dots \text{KN/m}^2.$$

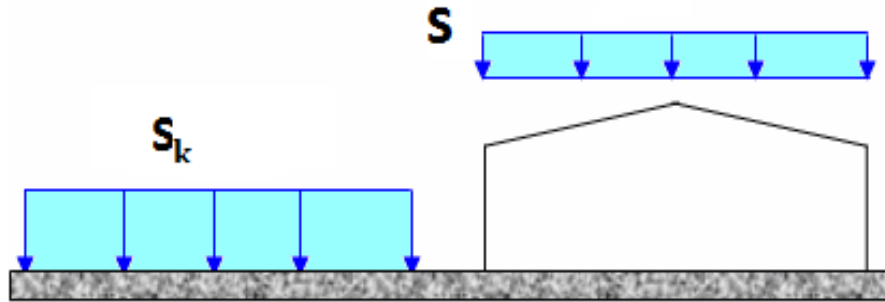


Figure 11-1 : disposition de charge de neige sur les toitures

Avec:

S : Charge caractéristique de la neige par unité de surface.

μ: Coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture. Appelé coefficient de forme.

S_K: Charge de neige sur le sol.

Dans notre cas le hangar a une toiture a versants multiple avec une pente α = 8.53° ;

✓ D'où 0 ≤ α = 8.53° ≤ 30° On adopte pour le coefficient μ₁ = 0.8. (Selon le tableau 2, RNVA2013 partie I.6.2.2)

$$S = \mu \cdot S_K \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$S_1 = 0.8 \times 0.29 = \mathbf{0.232 \text{ KN/m}^2}$$

Dans notre cas toiture a multiples versants :

$$\mu_2 = 0,8 + 0,8\left(\frac{\alpha}{30}\right) \quad \text{Avec} \quad : \quad \alpha = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2} = \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = \mathbf{8,53}$$

$$\mu_2 = 0,8 + 0,8\left(\frac{8,53}{30}\right) = \mathbf{1,027}$$

$$S_2 = \mu_2 \times S_K = 1,027 \times 0,29 = \mathbf{0,30 \text{ KN/m}^2}.$$

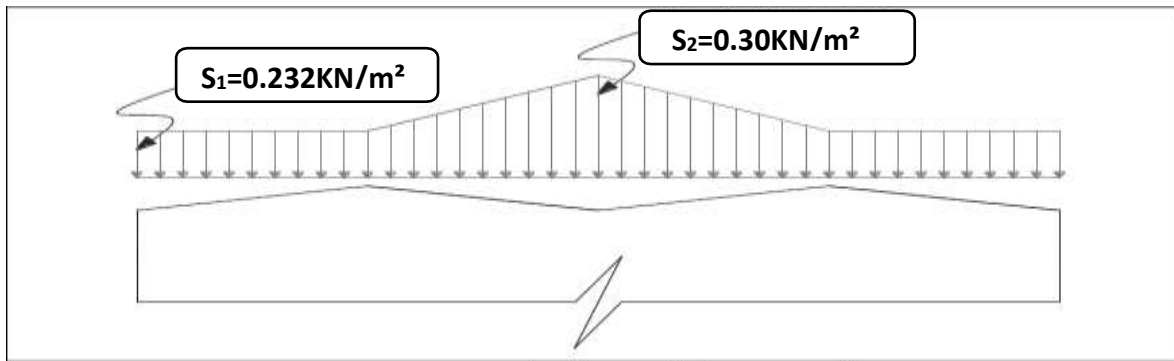


Figure-II-2- Répartition des charges de la neige sur la toiture

II.3.Calcul au vent:

On admet que le vent a une direction d'ensemble moyenne horizontale mais qu'il peut venir de n'importe quel côté, l'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et à une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage, pour cela une étude approfondie et prise en compte lors de dimensionnement de l'ossature métallique, cette étude est réalisé à partir des caractéristique dépendent de la structure ainsi que le site d'implantation dans notre cas ces caractéristique sont les suivante :

- Wilaya de Tizi-Ouzou (**zone de vent I**) [RNV/2013].
- Terrain de catégorie **III**.

II.3.1.Le but :

Le but de cette étude est calculer les actions du vent sur notre construction et ces différents partie.

➤ Action du vent :

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

- Au long pan V_1 et V_3
- Au pignon V_2 et V_4

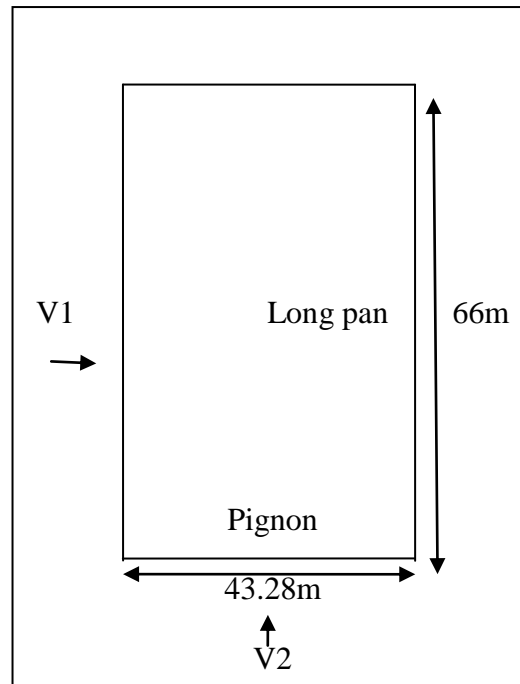


Figure II. 3 : vent perpendiculaire à la façade principale.

II.3.2- Détermination des différents paramètres et coefficients de calcul :

a) Effet de la région :

Le projet est situé à Tizi-Ouzou, et selon le RNV2013 la wilaya de Tizi-Ouzou est classée en **zone I**, et la pression dynamique de référence est donnée comme suit :

$Q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ (Tableau 2.2, chapitre2 RNVA2013)

b) Catégorie du terrain :

Notre structure elle est implantée à TAMDA et selon le règlement **RNV2013** le terrain est de catégorie **3**:

La hauteur des parois $h=10\text{m}$ et la largeur $b=43,28\text{m}$ donc :

$h < b$ d'ou $z_e = h = 10\text{m}$.

Pour la toiture, Z_c égale à la hauteur maximale de bâtiment $z_e=H=11,62\text{m}$.

- **Catégorie de terrain** (Tableau 2.4, chapitre2 RNV 2013)

Catégorie de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ε
3	0.215	0.3	5	0.61

Tableau II.1 : Paramètres de la catégorie de terrain 3.

K_T : facteur de terrain

Z_0 : paramètre de rugosité

Z_{min} : hauteur minimale

ϵ : Coefficient dynamique

La pression due au vent est donnée par la formule suivante :

$$Q_j = C_d \times (z) \quad \text{R.N.V.2013}$$

c) Coefficient de topographie C_t :

Dans notre cas, on a un site plat, donc le coefficient de topographie C_t est égal à :

$$C_t = 1 \quad (\text{\S 2.4.5.2, chapitre2 RNV 2013}).$$

d) Calcul du coefficient dynamique C_d

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

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

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur est inférieure à 15m ($H = 11.62m$).

On prend : $C_d = 1$ (§ 3.2, chapitre2 RNV 2013).

On a : $C_d < 1,2$

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

II.4- Calcule de la pression :

II.4.1-Détermination de la pression dynamique pointe $q_p(z_e)$:

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

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times c_e(z_e) \quad (\text{Chapitre II 2.3 p50 RNVA2013}).$$

Tel que : $q_{réf} = 375N/m^2$

$C_e(z_e)$: coefficient du d'exposition au vent.

➤ **Hauteur de référence Z_e :**

Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, Z_e est déterminé comme indiqué par la figure 2.1 de RNVA 2013.

Comme notre cas la hauteur des parois $h=10\text{m}$, et la largeur $b=43.28\text{m} \Rightarrow h \leq b$;

$Z_e=h=10\text{m}$

✓ Pour les toitures, et selon RNVA 2013 (Chap. 2 article 2.3.2); Z_e égal à la hauteur maximale des bâtiments;

$Z_e=H=11.62\text{m}$

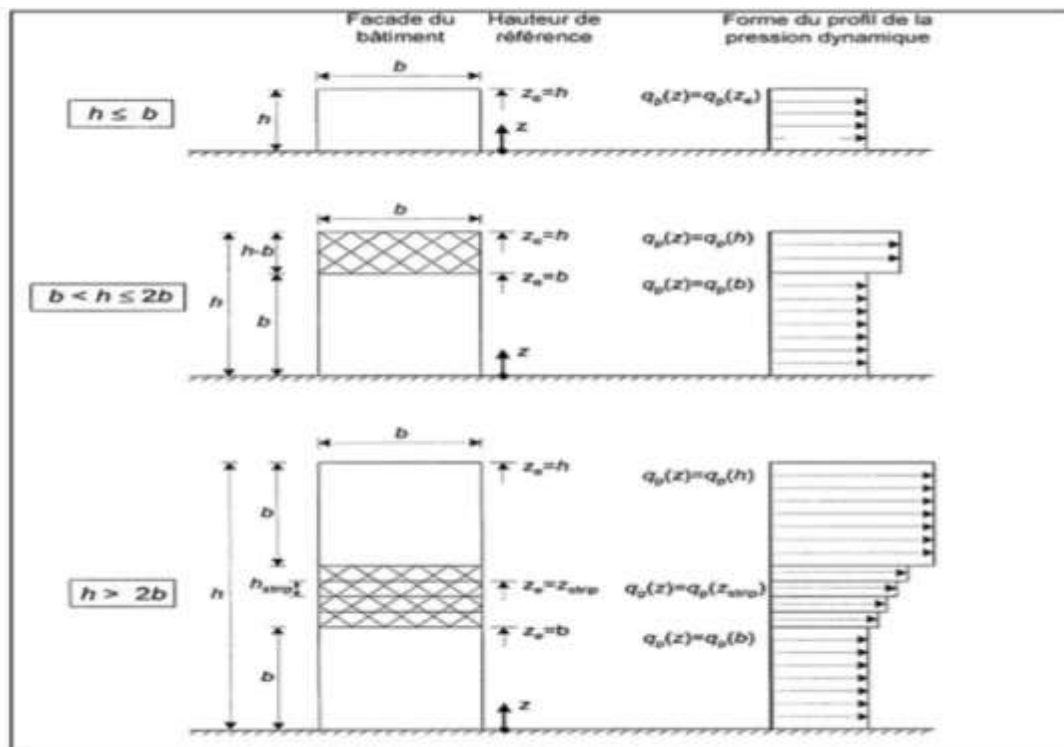


Figure II.4 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique

- **Coefficient d'exposition C_e :**

Dans notre cas on a un site plat ($C_T = 1$), et un terrain de catégorie III.

$C_e(10) = 1.703$

$C_e(11.62)$ est déterminé par une interpolation linéaire (tableau 2.3, chapitre2, RNVA2013).

$$f(x) = f(x_0) + \frac{(x) - f(x_0)}{x - x_0} (x - x_0) \dots \dots \dots \text{La formule d'interpolation}$$

AN:

$$c_e(11.62) = 1.703 + \frac{1.973 - 1.703}{15 - 10} (11.62 - 10)$$

$$C_e(11.62) = 1.790$$

- Pour les parois verticales :

$$Q_p(z) = 37.5 \times 1.703 = 63.862 \text{ daN/m}^2.$$

- Pour la toiture :

$$Q_p(z) = 37.5 \times 1.798 = 67.125 \text{ daN/m}^2.$$

II.4.2-Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

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 des surfaces chargées de 1 m^2 et 10 m^2 auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe, 1}$ et $C_{pe, 10}$

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$- C_{pe} = C_{pe1} \rightarrow S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$- C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log(s) \rightarrow 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$- C_{pe} = C_{pe10} \rightarrow S \geq 10 \text{ m}^2$$

Tel que :

S : est la surface chargée de la paroi considérée en m^2 Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1)

II.4.2.1-Vent perpendiculaire au long pan V1 :

- Parois verticales :

$$b = 66 \text{ m.}$$

$$d = 43.28 \text{ m.}$$

$$h = 10 \text{ m}$$

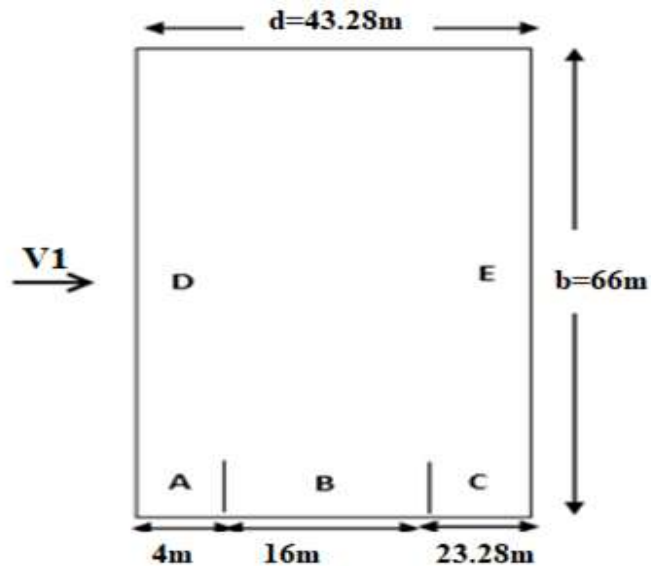


Figure II.5: Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens $V1$.

$$e = \min(b, 2h) = \min(66,2 \times 10) = 20\text{m}.$$

$e < d$, donc les parois verticales parallèles au vent $V1$ selon subdivisées en 3 zone A, B, C.

$$A = e/5 = 20/5 = 4\text{m}.$$

$$B = 4 \times e/5 = 16\text{m}.$$

$$C = d - e = 23.28\text{m}$$

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3
Surface m^2	40	160	232.8	660	660

Tableau II.2 : valeurs de surface et de coefficient c_{pe} de chaque zone de parois vertical.

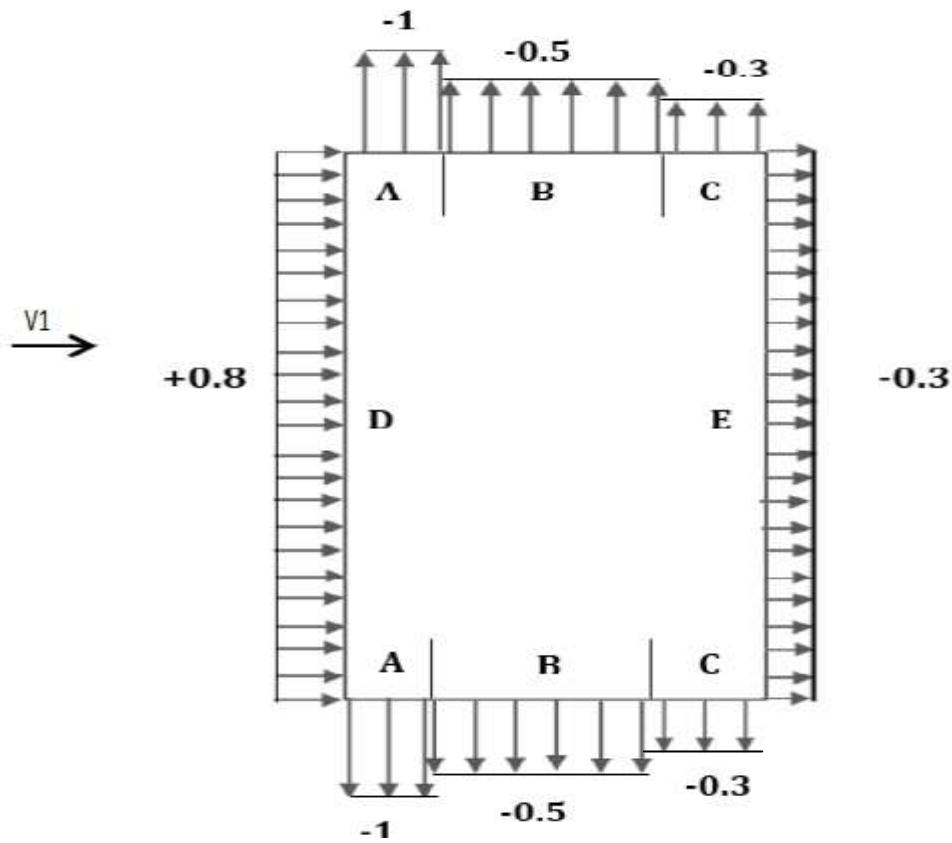


Figure II.6 : Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V_1

La surface de chaque zone est $> 10m^2$ donc :

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

- **Toiture :**

$e = \min(b, 2h) = \min(66,2 \times 11,62) = 23,24$ avec $\theta = 0^\circ$

$b = 66m$

$d = 43,28m$

$h = 11,62m$

$d > e$

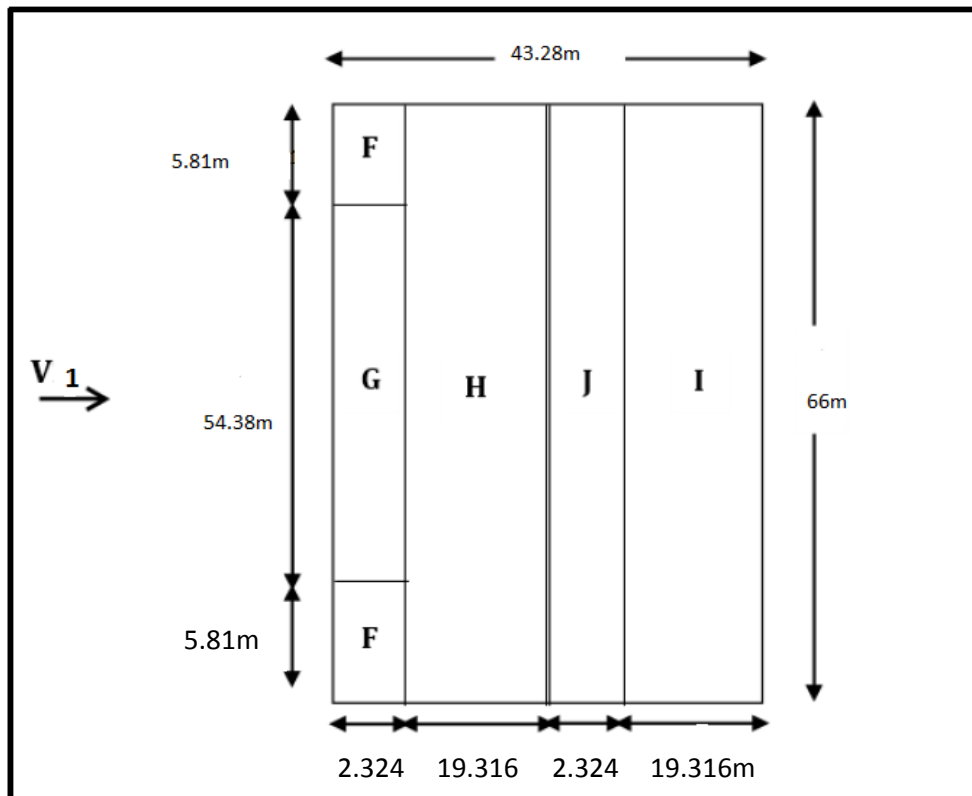


Figure II.7 : La répartition des zones de pression sur la toiture suivant le sens V1

Puisque $\alpha = 8.53^\circ$ donc les valeurs de Cpe sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de Cpe (5°) et Cpe (15°) par la formule suivante :

$$Cpe (8.53) = Cpe (5^\circ) + \left[\frac{8.53 - 5}{15 - 5} \times (Cpe (15^\circ) - (Cpe (5^\circ))) \right]$$

Zone	F	G	H	I	J
Cpe (5°)	-1.7	-1.2	-	-	-
Cpe (15°)	-0.9	-0.8	-	-	-
Cpe (8.53°)	-1.42	-1.06	-1	-0.6	-1
Surface	13.502	126.379	1274.856	1274.856	153.384

Tableau II.3 : Les valeurs de Cpe qui correspondent à chaque zone de toiture, cas de vent dans le sens V1.

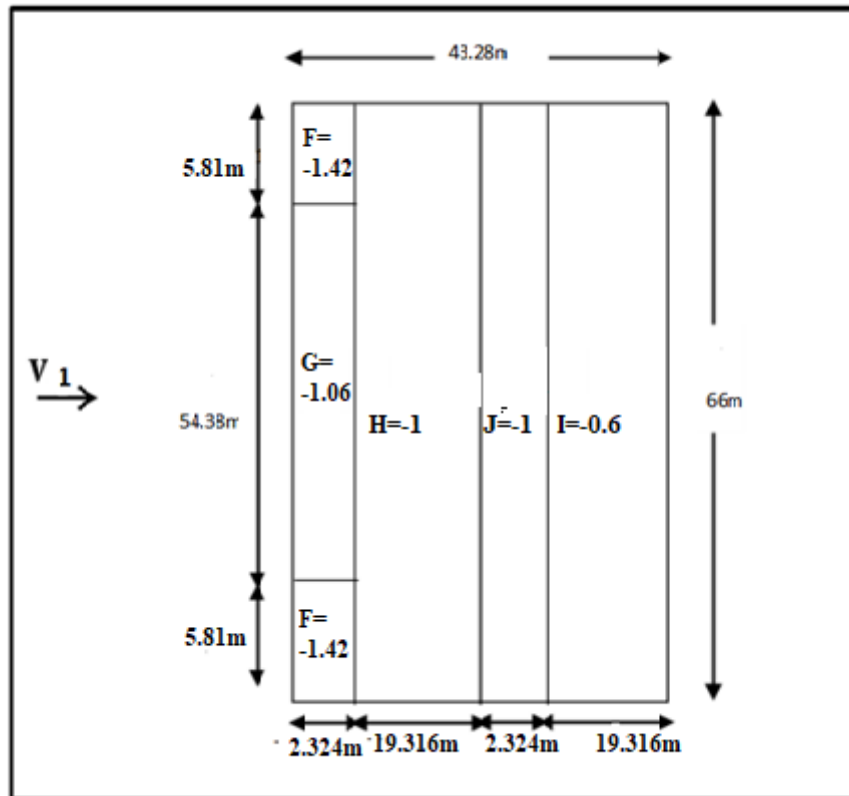


Figure II. 8: valeur de Cpe pour la toiture à la direction du vent V1.

II.4.2.2-Vent perpendiculaire au pignon V2 :

- Parois vertical :

Pour cette direction du vent on a :

$$b=43.28$$

$$d=66m$$

$$h=10m.$$

$$e = \min [b, 2h] = 20m \rightarrow e=20m.$$

Et on a : $d=66m > e=20m$.

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

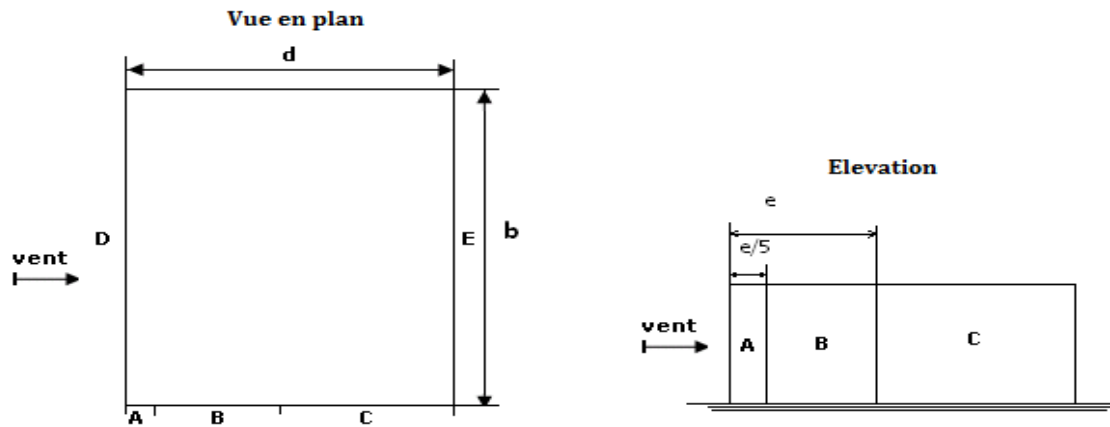


Figure II.9 : Légende pour les parois verticales.

$A = e/5 = 4m.$

$B = e - e/5 = 16m$

$C = d - e = 46m.$

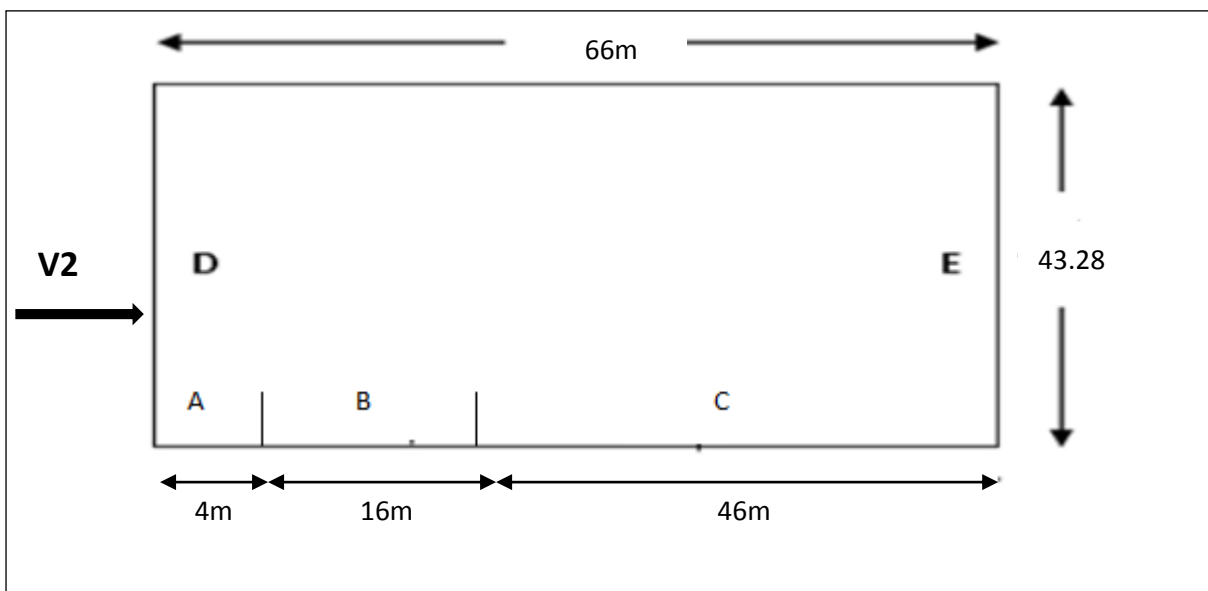


Figure II.10 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V2.

Zone	A	B	C	D	E
Surface	40	160	460	467.8	467.8
C _{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.4 : valeurs de surface et de coefficient C_{pe} de chaque zone de parois vertical.

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 Donc :

$C_{pe} = C_{pe10}$ pour chaque zone (Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1.2).

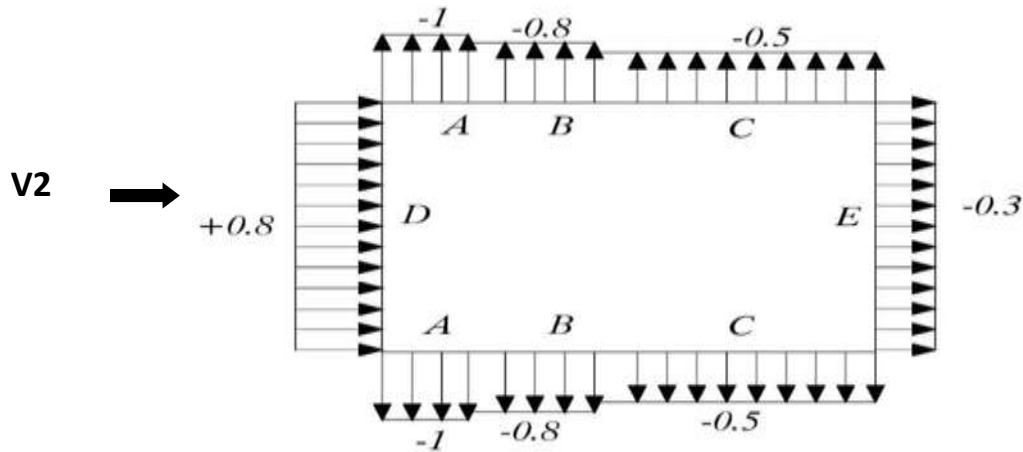


Figure II.11 : C_{pe10} correspondant à chaque zone de parois verticales sent V2.

- **Toiture :**

Le vent dont la direction est parallèle aux génératrices, les coefficients de pression de chaque versant s'obtiennent en utilisant les valeurs des toitures à un versant pour $\theta = 90^\circ$.

On a : $\alpha = 8.53^\circ$

$b = 43.28\text{m}$

$d = 66\text{m}$

$H = 11.62\text{m}$

$e = \min(b; 2h) = \min(43.28; 2 \times 11.62) = 23.24\text{ m}$

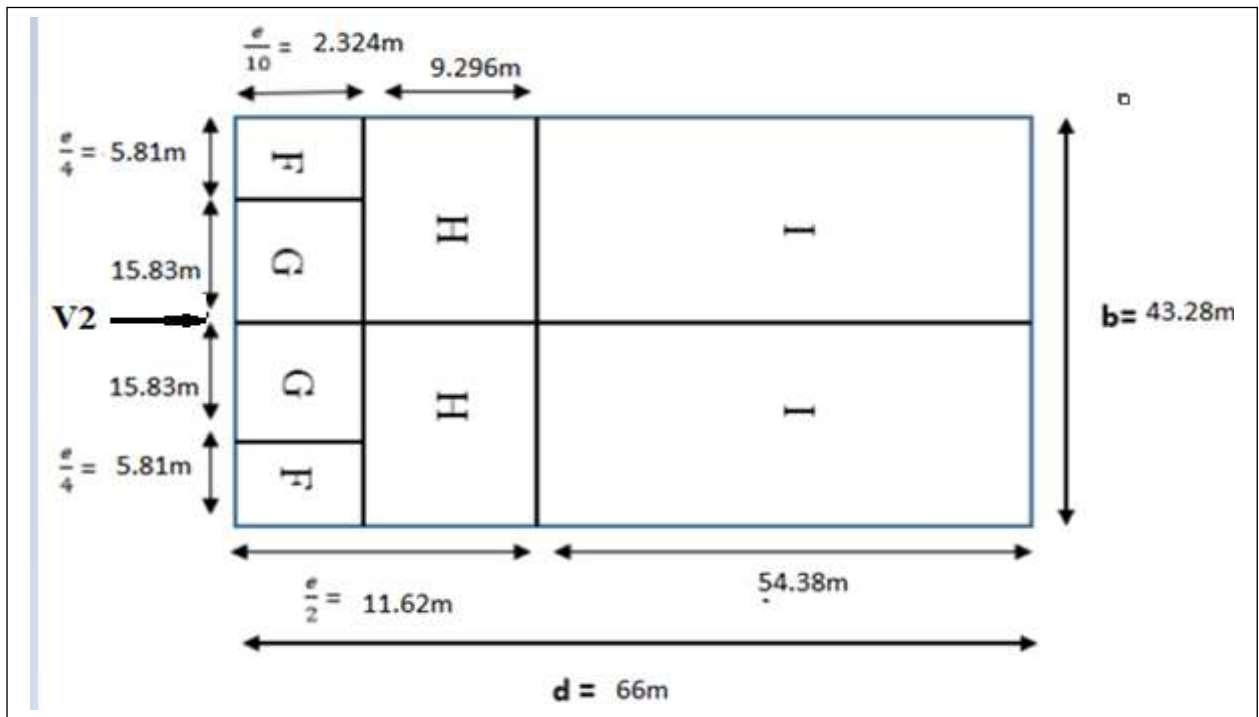


Figure II.12 : La répartition des zones de pression sur la toiture, sens V2

Dans ce cas On a cinq zone F, G et,H et I comme suit :

Zone	F	G	H	I
Surface m ²	13.502	36.79	201.16	1176.78

Tableau II.5 : valeurs de surface de chaque zone de toiture.

Puisque $\alpha = 8.53^\circ$, donc les valeurs de Cpe sont déterminées par l’interpolation linéaire entre les deux valeurs de Cpe (5°) et Cpe (15°) par la formule suivante :

$$Cpe (8.53^\circ) = Cpe (5^\circ) + \left[\frac{8.53-5}{15-5} (Cpe (15^\circ) - Cpe (5^\circ)) \right]$$

Zone	F	G	H	I
Cpe (5°)	-2.1	-1.8	-0.6	-0.5
Cpe (15°)	-2.4	-1.9	-0.8	-0.7
Cpe (8.53°)	-1.99	-1.76	-0.53	-0.43

Tableau II.6 : valeurs de coefficient c_{pe} de chaque zone de toiture.

II.4.3-Détermination du coefficient de pression intérieure c_{pi} :

➤ Toutes les ouvertures sont ouvertes :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est fonction du pourcentage d'ouverture dans la construction considérée. Ce pourcentage d'ouverture est représenté par l'indice de perméabilité μ_p qui est défini comme suit :

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

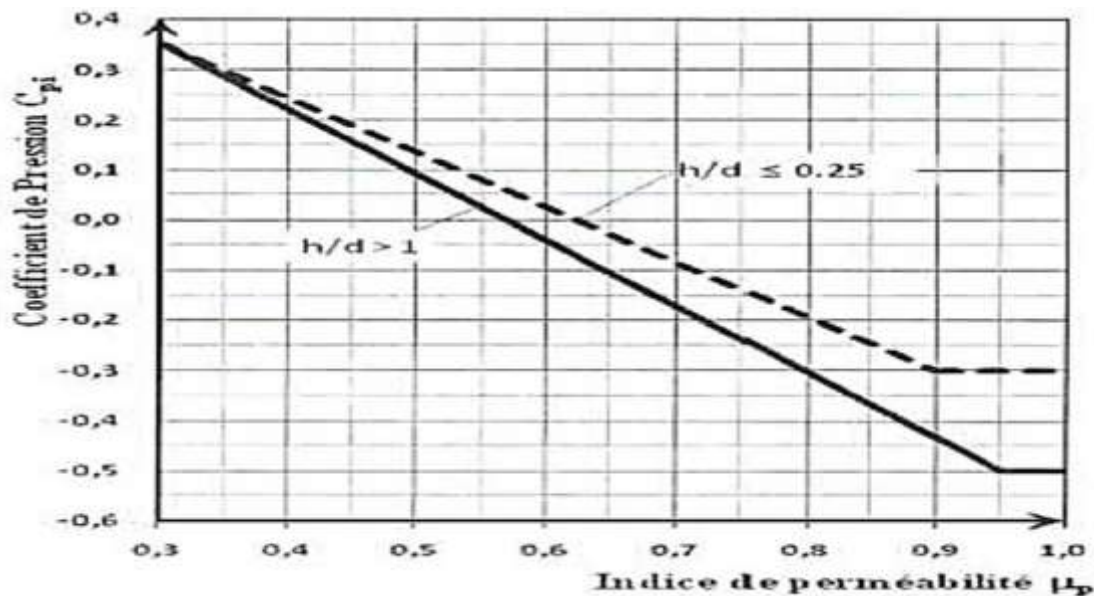


Figure II.13: coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante, (Figure 5.14 du RNVA 2013).

Notre hangar possède :

- ✚ Une porte pour chaque pignon de dimension (5.20 x 6) m²
- ✚ 4 fenêtres pour chaque long pan de dimension (1x0.80) m²
- ✚

II.4.3.1- Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V1).

$$\mu_p = \frac{4 \times (1 \times 0.80) + 4 \times (5.20 \times 6)}{2 \times [4 \times (1 \times 0.8)] + 4 \times (5.20 \times 6)} = 0.97$$

Le coefficient de pression c_{pi} est-en fonction de l'indice de perméabilité μ_p du rapport h/d alors :

$$h/d = 11.62/43.28 = 0.27 < 1$$

Donc une interpolation linéaire peut être utilisée :

h/d	0.25	0.27	1
C _{pi}	-0.30	-0.305	-0.49

Tableau II.7 les valeurs de C_{pi} en fonction de h/d

$$C_{pi}(0.27) = C_{pi}(0.25) + \left[\frac{0.27-0.25}{1-0.25} \times (C_{pi}(1) - C_{pi}(0.25)) \right]$$

$$C_{pi}(0.27) = -0.305$$

II.4.3.2-Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V2).

$$\mu_p = \frac{2 \times (5.20 \times 6) + 8 \times (0.8 \times 1)}{2 \times [4 \times (0.8 \times 1)] + 4 \times (5.20 \times 6)} = 0.52$$

$$h/d = 11.62/66 = 0.17 < 0.25$$

On utilise les valeurs de C_{pi} correspondant à (h/d ≤ 0.25) de la figure 5.14 de RNVA 2013

Donc **C_{pi} = 0.12**

➤ **Toutes les ouvertures sont fermées :**

- **Vent perpendiculaire au long pan (tous les fenêtres et les portes sont fermés) :V1**

L'indice de perméabilité est : **μ_p=0**

Donc on peut déterminer le coefficient de pression intérieur **C_{pi}= 0,8**

- **Vent perpendiculaire au pignon (toutes les fenêtres et les portes sont fermées) :V2**

L'indice de perméabilité est : **μ_p=0**

On peut donc déterminer le coefficient de pression intérieur **C_{pi}= 0,8**

 **Calcul de la pression aérodynamique**

D'après le règlement RNVA2013, les pressions **q_j** sont calculées par la formule suivante :

$$Q_j = q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ (N/m}^2\text{)} \text{ (RNVA2013 Chap. 2, formule 2.6)}$$

- Vent perpendiculaire au long pan (sens V1) : (entièrement ouvertes)

a) Parois verticales :

Zone	Cd	Qp(z) daN/m ²	Cpe	Cpi	[Cpe Cpi]	W(z) daN/m ²
A	1	63.862	-1	-0.305	-0.695	-44.384
B	1	63.862	-0.8	-0.305	-0.495	-31.6119
C	1	63.862	-0.5	-0.305	-0.195	-12.453
D	1	63.862	0.8	-0.305	1.105	70.567
E	1	63.862	-0.3	-0.305	0.005	0.319

Tableau II.8 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V1) sur long pan.

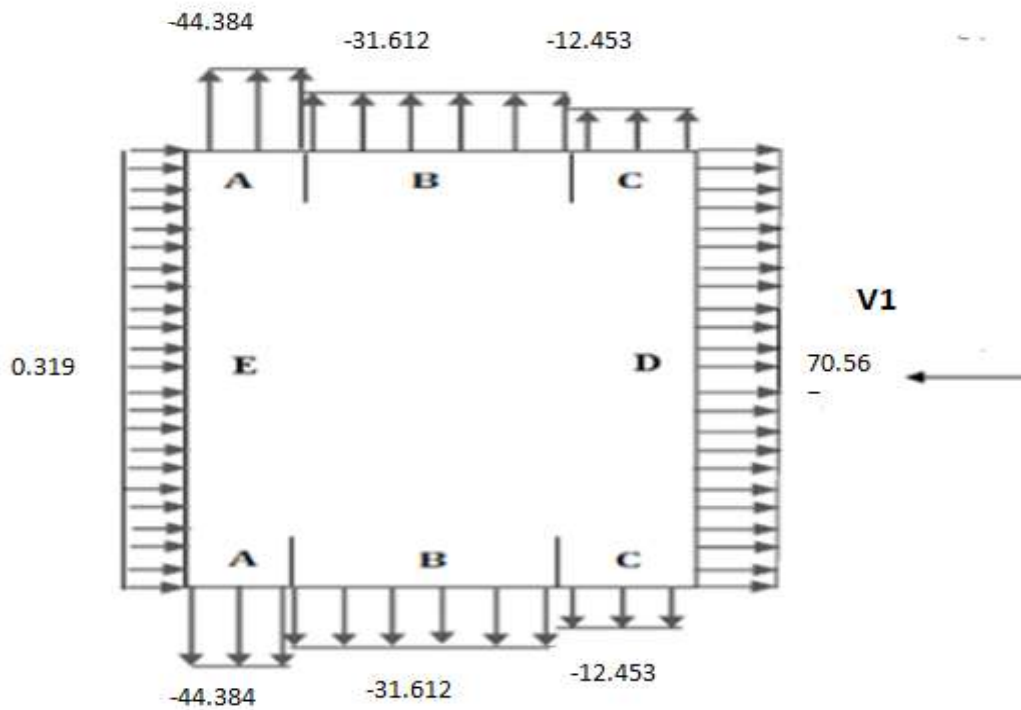


Figure II.14: La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1

b) Versant de toiture :

Zone	$Q_p(z)$ daN/m ²	C_{pe}	C_{pi}	$[C_{pe} C_{pi}]$	$W(z)$ daN/m ²
F	67.125	-1.418	-0.305	-1.113	-74.71
G	67.125	-1.059	-0.305	-0.754	-50.612
H	67.125	-1	-0.305	-0.189	-46.652
I	67.125	-0.6	-0.305	-0.295	-19.802
J	67.125	-1	-0.305	-0.695	-46.652

Tableau II.9 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V1) sur long pan.

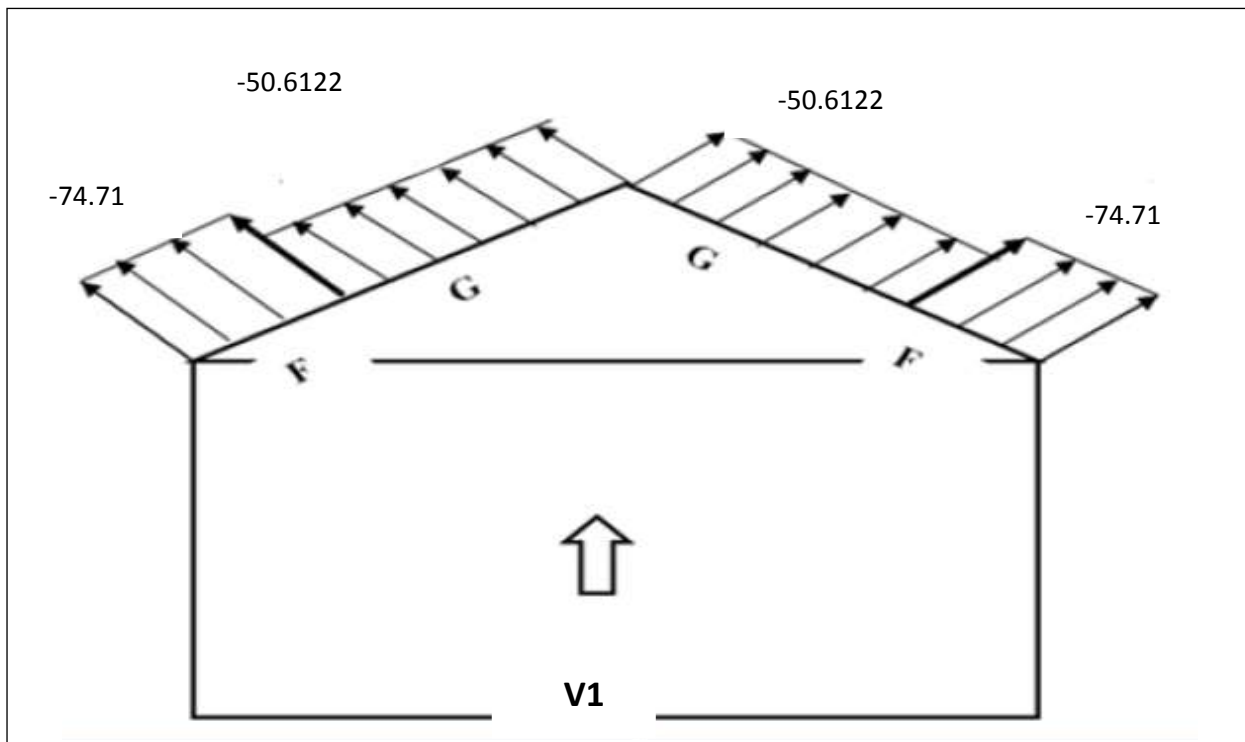


Figure II.15: La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V_1

- vent perpendiculaire au pignon (sens V2) : (entièrement ouvertes)

a) Parois verticales :

Zone	QP(z) daN/m ²	Cpe	Cpi	[Cpe Cpi]	W(z) daN/m ²
A	63.862	-1	0.12	-1.12	-71.52
B	63.862	-0.8	0.12	-0.92	-58.75
C	63.862	-0.5	0.12	-0.62	-39.6
D	63.862	0.8	0.12	0.62	39.6
E	63.862	-0.3	0.12	-0.42	-26.82

Tableau II.10 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V2) sur pignon.

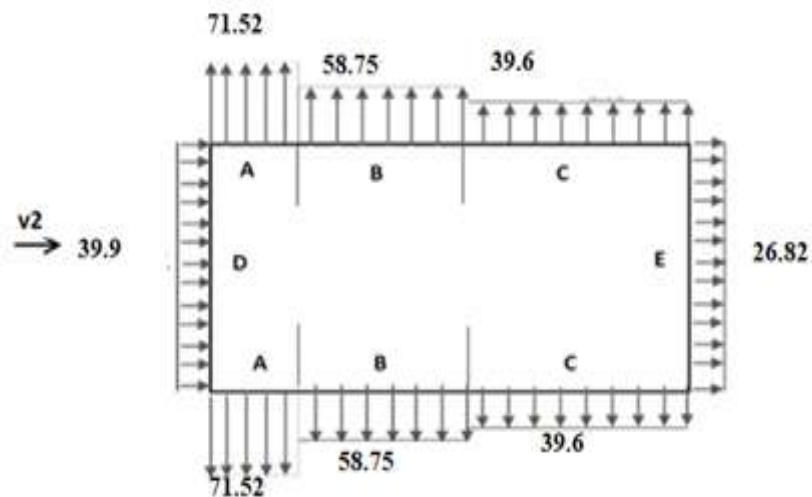


Figure II.16 La répartition de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V2

- b) Versant de toiture :

Zone	$Q_p(z)$ daN/m ²	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W(z)$ daN/m ²
F	67.125	-1.99	0.12	-2.11	-141.63
G	67.125	-1.76	0.12	-1.88	-126.19
H	67.125	-0.53	0.12	-0.65	-43.63
I	67.125	-0.43	0.12	-0.55	-36.92

Tableau II.11 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent (V_2) sur pignon.

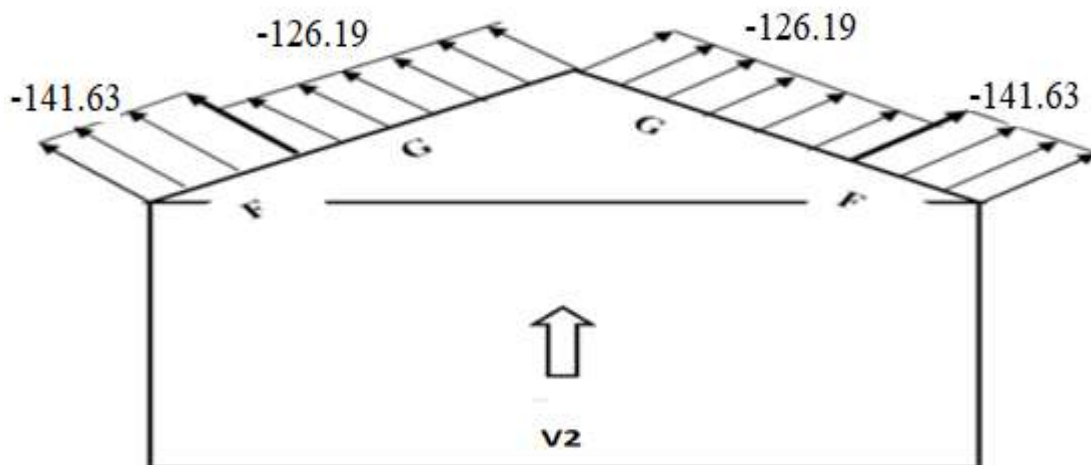


Figure II.17 : La répartition de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V_2

- Toutes les ouvertures sont fermées
- Vent long pan V1 :(entièrement fermé)

a) Parois verticales :

Zone	QP(z) daN/m ²	Cpe	Cpi	[Cpe Cpi]	W(z) daN/m ²
A	63.862	-1	0.8	-1.8	-114.952
B	63.862	-0.8	0.8	-1.6	-102.179
C	63.862	-0.5	0.8	-1.3	-83.021
D	63.862	0.8	0.8	0	0
E	63.862	-0.3	0.8	-1.1	-70.248

Tableau II.12: valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales, cas de vent dans le sens V1.

b) Toiture :

Zone	Qp(z) daN/m ²	Cpe	Cpi	[Cpe Cpi]	W(z) daN/m ²
F	67.125	-1.418	0.8	-2.22	-148.883
G	67.125	-1.059	0.8	-1.86	-124.785
H	67.125	-0.494	0.8	-1.29	-86.859
I	67.125	-0.6	0.8	-1.33	-93.975
J	67.125	-0.1	0.8	-0.2	-13.425

Tableau II.13 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V1.

- Vent pignon V2 :

- a) Parois verticales :

Zone	QP(z) daN/m ²	Cpe	Cpi	[Cpe Cpi]	W(z) daN/m ²
A	63.862	-1	0.8	-1.8	-114.952
B	63.862	-0.8	0.8	-1.6	-102.179
C	63.862	-0.5	0.8	-1.3	-83.021
D	63.862	0.8	0.8	0	0
E	63.862	-0.3	0.8	-1.1	-70.248

Tableau II.14 : valeurs de la pression aérodynamique sur les parois Verticales, cas de vent dans le sens V2.

- b) Toiture

Zone	Qp(z) daN/m ²	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(z) daN/m ²
F	67.125	-1.99	0.8	-2.79	-187
G	67.125	-1.76	0.8	-2.56	-171,84
H	67.125	-0.53	0.8	-1.33	-89
I	67.125	-0.43	0.8	-1.23	-82.56

Tableau II.15 : valeurs de la pression aérodynamique sur la toiture, cas de vent dans le sens V2.

$$V(f, H) = \frac{187 \times 2.324 + 89 \times (6 - 2.324)}{6} = 120 \text{ daN/m}^2$$

II.7. Détermination de la force de frottement

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

➤ **Dans le cas la direction du vent elle est perpendiculaire au long pan:**

Calcul des surfaces parallèles au vent :

Les surfaces des deux pignons :

$$S_{\text{paroi}} = (43.28 \times 1.62/2) \times 2 + (43.28 \times 10) \times 2 = 935.7136 \text{ m}^2$$

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

$$S_{\text{toit}} = \frac{1.62}{\sin 8.53} \times 4 \times 66 = 2888.35 \text{ m}^2.$$

Total des surfaces parallèles au vent :

$$S = 935.713 + 2888.35 = 3824.063 \text{ m}^2.$$

Calcul des surfaces perpendiculaires au vent (et sous le vent) :

- La surface des deux parois verticales (long pan) :

$$S_{\text{paroi verticale}} = [(66 \times 10)] \times 2 = 1320 \text{ m}^2.$$

- ❖ Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

L'aire totale des surfaces parallèles au vent $\leq 4 \times$ l'aire totale des surfaces perpendiculaires
au vent

$$S = 3824.063 \text{ m}^2 < 4 \times 1320 \text{ m}^2 = 5280 \text{ m}^2 \text{ condition vérifiée}$$

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

➤ **Dans ce cas la direction du vent elle est perpendiculaire au pignon :**

Calcul des surfaces parallèles au vent :

- La surface des deux parois verticales (long pan):

$$S_{\text{paroi}} = [(10 \times 66) \times 2] = 1320 \text{ m}^2.$$

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

$$S_{\text{toi}} = \left(\frac{1.62}{\sin 8.53} \right) \times 4 \times 66 = 2888.35 \text{ m}^2.$$

Total des surfaces parallèles au vent:

$$S = 1320 + 2888.35 = 4208.35 \text{ m}^2.$$

Calcul des surfaces perpendiculaires au vent (et sous le vent) :

- La surface des deux pignons :

$$S_{\text{pignons}} = [(43.28 \times 1.62) + (43.28 \times 10)] \times 2 = 935.7136.$$

- ❖ Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

L'aire totale des surfaces parallèles au vent $\leq 4 \times$ l'aire totale des surfaces perpendiculaires
Au vent

$$S = 4208.35 \text{ m}^2 > 4 \times 935.71 \text{ m}^2 = 3742.8 \text{ m}^2$$

condition non vérifiée

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

- **Calcul de la force de frottement :**

$$F_{fr} = C_{fr} \times q_p(Z_e) \times A_{fr}$$

C_{fr} : coefficient de frottement donné par le tableau 2.8 chapitre 2 de RNVA 2013

Dans notre cas :

Nous avons une couverture en toiture dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent et un bardage de parois verticales dont les ondulations sont aussi perpendiculaires à la direction du vent.

Donc : **C_{fr} (toiture) = C_{fr} (parois verticales) = 0.04**

- **Parois verticales**

$$A_{fr} = 2 \times (h - f) \times d'$$

Avec :

$$d' = d - \min(2b; 4h) \text{ avec } \min(2 \times 43.28; 4 \times 11.62) = 46.48 \text{ m}$$

$$d' = 66 - 46.48 = 19.52 \text{ m}$$

$$A_{fr} = 2 \times (11.62 - 1.62) \times 19.52 = 390.4m^2$$

$$F_{fr} = 0.639 \times 0.04 \times 390.4 = 9.97KN$$

- **Toiture :**

$$A_{fr} = \frac{b}{\cos\alpha} \times d' = \frac{43.28}{\cos 8.53} \times 19.52 = 854.27m^2$$

$$F_{fr} = 854.27 \times 0.671 \times 0.04 = 23KN$$

La force de frottement totale:

$$F_{fr} = F_{fr} (\text{toiture}) + F_{fr} (\text{paroi vertical}) = 32.97 \text{ KN.}$$

Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse à définir les profils qui devront résister aux différentes sollicitations suivant les règlements de l'**EUROCOD.3**, et de l'ouvrage de (Mr DAHMANI), le principe de la vérification nécessite la résistance et la stabilité. Les profils concernés par cette étude sont : **les pannes, les lisses de bardages et les potelets**

III.1 Etude des pannes :

III.1.1 Définition :

Les pannes sont des éléments de profile laminée, disposées parallèlement à la ligne de faîtage dans le plan de versant, elles sont réalisées soit en profile en I en U ou en H. Elles ont pour rôle de supporter la couverture et toutes surcharges possibles (neige, vent ...etc.), et par conséquent elles travaillent en flexion déviée. Les pannes sont posées sur les traverses ou fermes et fixées par boulonnage, à l'aide d'échantignoles, la figure ci-dessous nous montre la disposition de la panne sur la toiture :

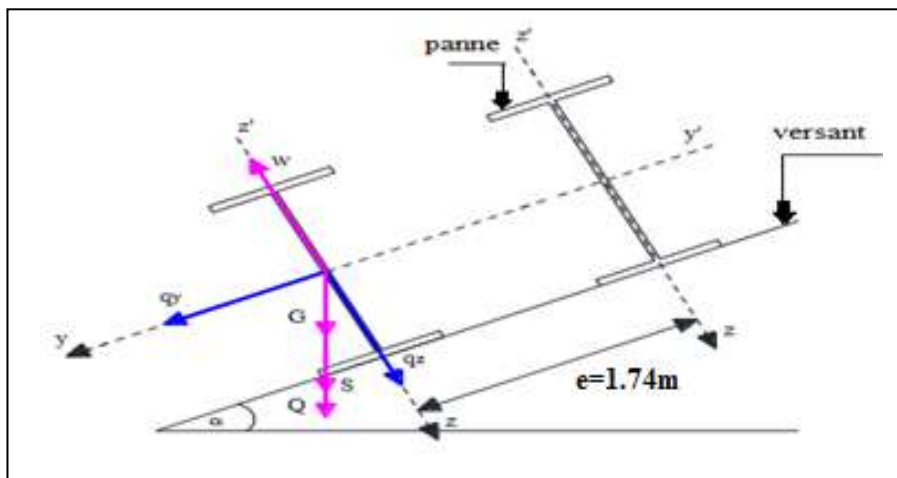


Figure III. 1 : Disposition de la panne sur la toiture.

III.1.2 Les données:

Espacement entre chaque panne $e = 1.74\text{m}$

Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $L=6\text{m}$.

On dispose de 7 lignes de pannes sur chaque versant de toiture.

La pente de chaque versant est $\alpha = 8.53^\circ$

- Poids propre de la couverture panneaux sandwich..... 12kg/m^2
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5kg/m^2
- Poids propre de la panne (estimé) IPE 180..... $18,8\text{kg/ml}$
- Les pannes sont en acier S235.
- $f_y = 235\text{ N/mm}^2$ (la limite d'élasticité de l'acier)

III.1.3 Hypothèse de calcul :

- ✚ Les charges permanentes et la charge de la neige sont appliquées dans le sens de gravitation.
- ✚ Le vent agit perpendiculairement à l'axe des éléments.
- ✚ On prend la combinaison la plus défavorable.

III.1.4 Principe de dimensionnement:

Les pannes fonctionnent en flexion déviée car elles sont posées inclinées d'un angle α , qui est égale à la pente des versants de la toiture. Elles sont en effet soumises à :

Une charge verticale: le poids propre de la panne et de la couverture appliqué à son centre de gravité suivant la verticale, cette charge est décomposée en une composante **f** parallèle à l'âme de la panne et une autre composante **t** parallèle aux semelles.

Une charge oblique: due au vent parallèle à l'âme de la panne.

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

- ✚ Aux conditions de résistance (ELU : flexion + cisaillement);
- ✚ Aux conditions de déversement (ELU : déversement);
- ✚ Aux conditions de la flèche(ELS).

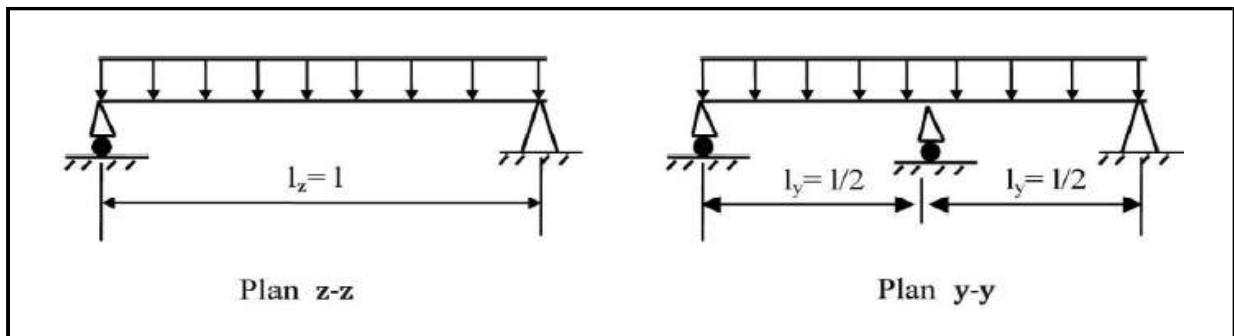


Figure III.2 : Schéma statique des pannes suivant les axes Y et Z.

III.1.5 Evaluation des charges et surcharges:

a) Les charges permanentes (G):

Elles comprennent le poids propre de la couverture et accessoires de pose, ainsi que le poids propre des pannes estimé.

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{panne}}$$

$$G = (12 + 5) \times 1.74 + 18.8$$

$$G = 48.38 \text{ kg/ml}$$

$$G = 48.38 \text{ daN/ml}$$

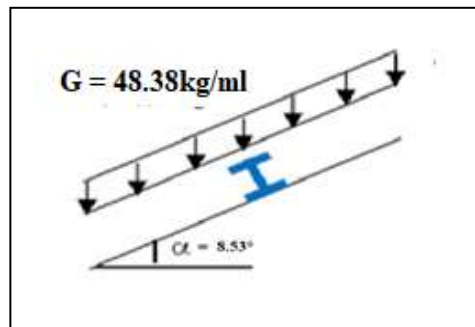


Figure III.3 : charge permanentes de panne

b) Surcharges d'entretien (E):

Dans le cas des toitures inaccessible on considéré uniquement dans le calcul une charged'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100Kg chacune située à (1/3) et (2/3) de la portée de la panne.).(seloneurocode 3)

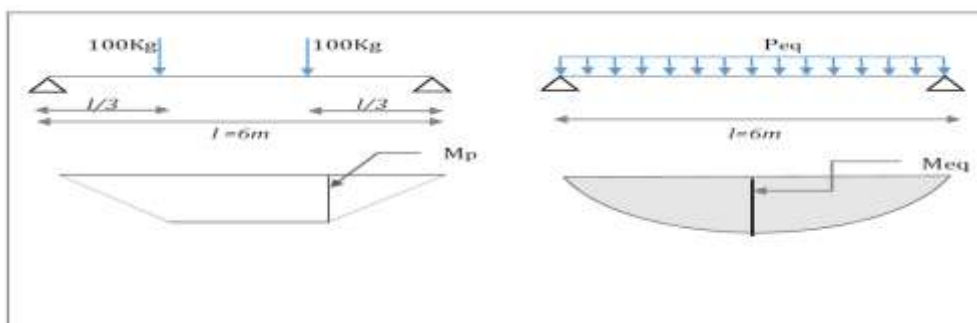


Figure III.4 : Schéma statique des surcharges d'entretien sur les pannes.

$$M_{\max} = \frac{P' \cdot l}{3} = \frac{P_{\text{eq}} l^2}{8} \Rightarrow P_{\text{eq}} = \frac{8 \times P'}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44,44 \text{ daN/ml}$$

E = 44.44 daN/ml

c) Surcharges du vent (V):

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent (zone F : vent de soulèvement)

$$V = -120 \text{ daN/m}^2$$

$$V = -120 \times 1.74$$

V = -208.8 daN/ml.

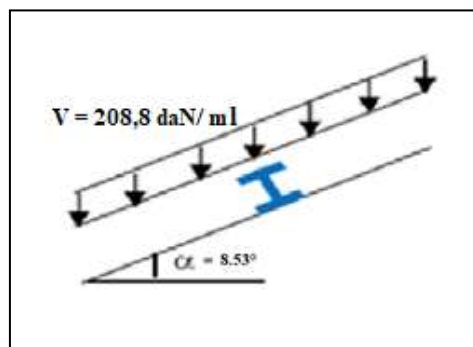


Figure III.5: Surcharge climatique du vent

d) Surcharges de la neige (N):

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

$$N = 30 \text{ daN/m}^2$$

$$N = 30 \times 1.72 \quad (1.74 \times \cos(8.53) = 1.72 \text{m})$$

N = 51.6 daN/ml

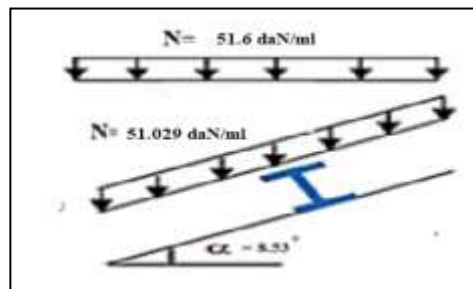


Figure III.6 : Surcharge climatique de neige

III.1.6 Combinaisons des charges les plus défavorables:

a) Action vers le bas ↓

$$Q_{s,d,1} = 1.35G + 1.5 = 131.97 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{s,d,2} = 1.35G + 1.5 = 142.71 \text{ daN/ml.}$$

b) Action vers le haut ↑

$$Q_{z,sd} = G \times \cos(\alpha) - 1.5 = -265.35 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_{y,sd} = G \times \sin(\alpha) = 7.17 \text{ daN/ml.}$$

On retient la combinaison la plus défavorable pour les calculs :

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd,1}; Q_{sd,2}; Q_{z,sd}; Q_{y,sd})$$

$$Q_{sd} = -265.35 \text{ daN/ml}$$

G = 48.38 daN/ml.
E = 44.44 daN/ml.
V = -208.8 daN/ml.
N = 51.6 daN/ml.

III.1.7 Vérification à l'état limite ultime (ELU):

Pour commencer, nous allons étudier le cas d'un profilé **IPE180**, puisque les efforts appliqués sont très importants.

Données concernant ce profilé

Profilé IPE 180	Dimensions						Caractéristiques de calcul					Moment D'inertie de torsion	Moment D'inertie de gauchissement
	H	B	Tw	tf	R	d	Wpl,y	Wpl,z	Avz	Avy	Iz	It	Iw
	Mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁶
	180	91	5.3	8	9	146	166	34.6	11.3	12.6	101	4.79	7.43x10 ³

Tableau III.1 Caractéristiques géométriques de l'IPE 180.

Classe de la section :

Classe de la semelle:

$$\frac{C}{tf} = \frac{b - tw - 2r/2}{tf}$$

$$= 4.23 < 10\epsilon \quad \text{avec } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \text{Semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme

$$\frac{d}{t_w} = \frac{146}{5.3} = 27.54 < 72\varepsilon$$

L'âme de classe 1

Donc la section est de **classe 1**

III.2.Vérification de la section à la résistance:

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

III .2.1 vérification à la flexion:

Les pannes travaillent à la flexion déviée. Pour ce cas de flexion travaillant suivant les deux axes «Y-Y & Z-Z », l' Eurocode 3 «Art.5.4.5.4 » recommande l'utilisation de la même méthode exposée dans l'article 5.4.8 pour la flexion composée.

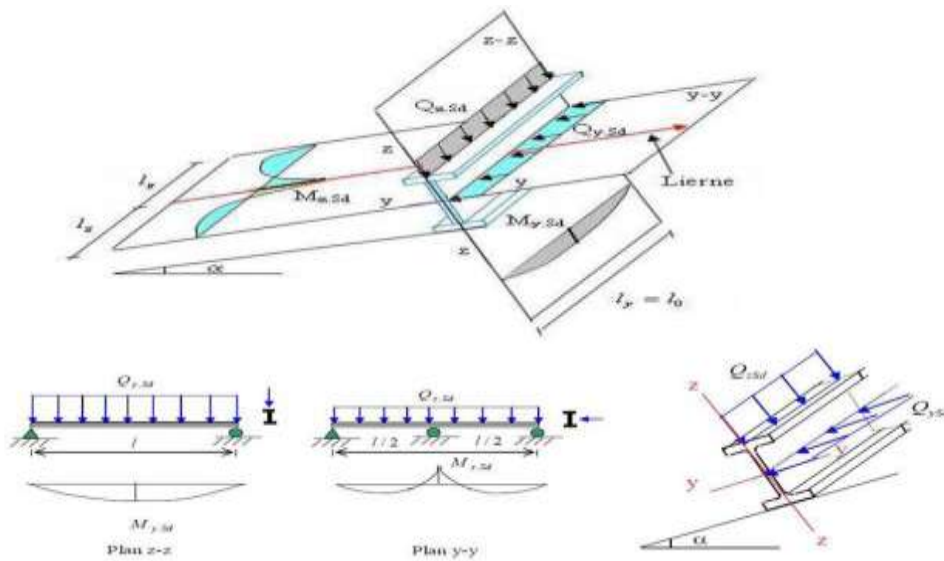


Figure III.7: Panne de toiture en flexion sous les différents plans de chargement

pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes **1** et **2** :

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

$M_{y,sd}$: Moment fléchissant de calcul autour de l'axe y-y causé par la charge $Q_{z,sd}$.

$M_{z,sd}$: Moment fléchissant de calcul autour de l'axe z-z causé par la charge $Q_{y,sd}$.

$M_{ply,Rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe y-y.

$M_{plz,Rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe z-z.

$Q_{y,sd}$: Charge appliquée dans le plan perpendiculaire à l'âme

$Q_{z,sd}$: Charge appliquée dans le plan de l'âme.

$W_{pl,y}$: Module de résistance plastique de la section suivant l'axe y-y.

$W_{pl,z}$: Module de résistance plastique de la section suivant l'axe z-z.

Pour les sections en **I** et **H** : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1 \rightarrow n = N_{sd}/N_{pl,Rd}$

Dans notre cas l'effort normal $N = 0$ donc $\beta = 1$

$Q_{sd} = -265.35 \text{ daN/ml}$ (Combinaison de charge maximale)

$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos(\alpha) = -274.81 \times \cos(8.53) = -262.41 \text{ daN/ml}$.

$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin(\alpha) = -274.81 \times \sin(8.53) = -39.35 \text{ daN/m}$

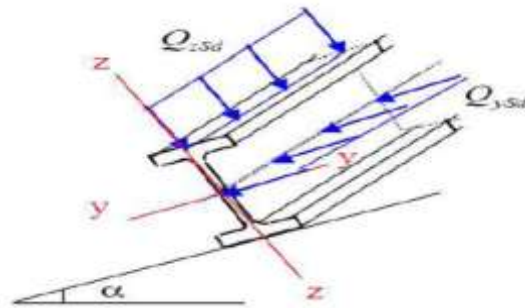


Figure III.8 : résistance en section

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{39.35 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 44.26 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times (l)^2}{8} = \frac{262.41 \times (6)^2}{8} = 1180.84 \text{ daN/ml}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34.6 \times 23.5}{1.1} = 739.18 \text{ daN/ml}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166 \times 23.5}{1.1} = 3546.36 \text{ daN/m}$$

$$\frac{1180.84}{3546.36} + \frac{44.26}{739.18} = 0.4 < 1$$

condition vérifié

III.2. 2 Vérification au cisaillement:

La vérification est donnée par les formules suivantes (Eurocode 03, p158):

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,rd} \quad V_{y,sd} \leq V_{ply,rd}$$

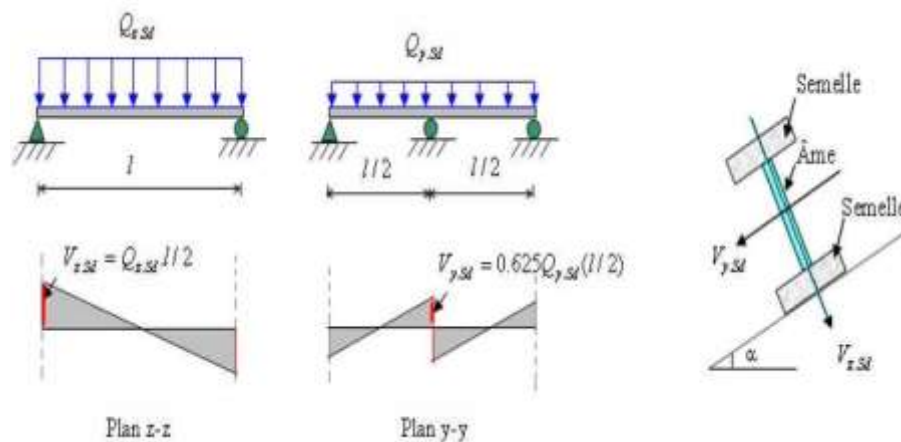


Figure III.9 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

$V_{y,sd}$: Effort tranchant dans le plan des semelles.

$V_{z,sd}$: Effort tranchant dans le plan de l'âme.

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

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

$A_{vz} \text{ et } A_{vy}$: Aire de cisaillement (profilé IPE180) en cm^2

γ_{M0} : facteur de résistance en section ($\gamma_{M0} = 1.1$)

f_y : limite d'élasticité d'acier ($f_y = 2350 \text{ daN/cm}^2$)

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd} \times l}{2} = \frac{262.41 \times 6}{2} = 787.2 \text{ daN}$$

$$V_{ysd} = \frac{0.625 Q_{ysd} \times l}{2} = \frac{0.625 \times 39.35 \times 6}{2} = 73.78 \text{ daN}$$

$$V_{plzrd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{mo}} = \frac{11.3 \times 2350 / \sqrt{3}}{1.1} = 13937.76 \text{ daN}$$

$$V_{plyrd} = \frac{A_{vy} \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{mo}} = \frac{12.6 \times 2350 / \sqrt{3}}{1.1} = 15541.21 \text{ daN}$$

$$V_{z.sd} = 787.23 \text{ daN} \leq V_{plz.Rd} = 13937.76 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$V_{y.sd} = 73.78 \text{ daN} \leq V_{ply.Rd} = 15541.21 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.2.3 Vérification au déversement :

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

Semelle supérieure:

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

Semelle inférieure:

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

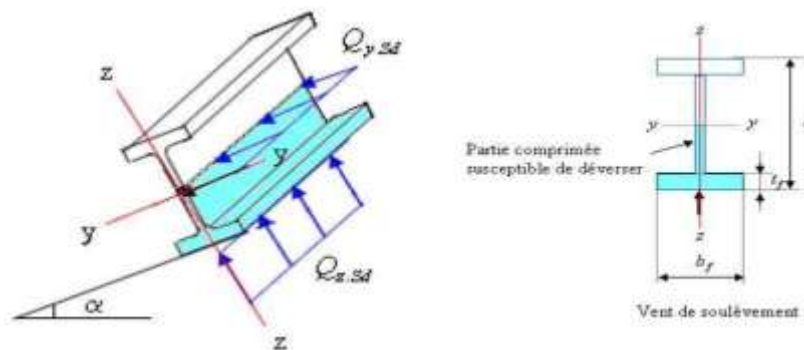


Figure III.10. Déversement des pannes.

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

$$Q_{zsd} = 265.35 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ysd} = 7.17 \text{ daN/ml}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{ysd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{7.17 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 8.06 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y_{sd}} = \frac{Q_{zsd} \times (l)^2}{8} = \frac{265.35 \times (6)^2}{8} = 1194.075 \text{ daN/ml}$$

$$M_{plzrd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{34.62 \times 3.5}{1.1} = 739.18 \text{ daN/ml}$$

$$M_{plyrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{166 \times 23.5}{1.1} = 3546.36 \text{ daN/ml}$$

$$M_{bRd} = \chi_{LT} M_{plyRd}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

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

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 101}{600^2} \times \sqrt{\frac{7.49 \times 10^3}{101} + \frac{600^2 \times 8 \times 10^3 \times 4.79}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 101}}$$

$$M_{cr} = 1782.31 \text{ daN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 166 \times 23.5}{1574.48}} = 1.47$$

$$h/d = 1.97 < 2 \text{ donc courbe a} \quad \chi = 0.3854$$

$$M_{bRd} = 0.3444 \times 3546.36 = 1366.76 \text{ daN.m}$$

$$\frac{1194.075}{1366.76} + \frac{8.06}{739.18} = 0.88 < 1$$

condition vérifié

- Le profilé laminé choisi (IPE180) est vérifié aux états limites ultimes

III.3 Vérification à l'état limite de service :

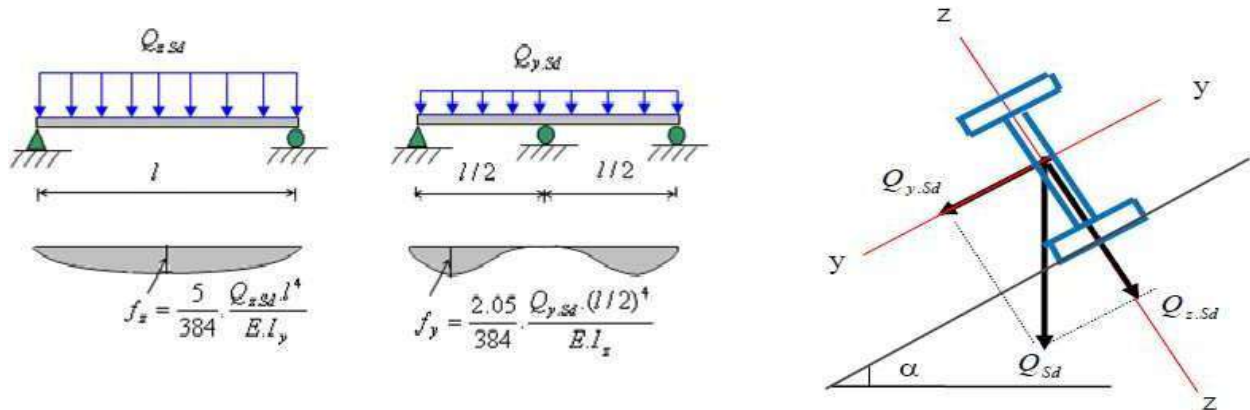


Figure . III.11- verification de la flèche.

III.3.1 Vérification de la flèche :

$$f_y \leq f_{adm} \text{ et } f_z \leq f_{adm} \quad \text{avec : } f_{adm} = \frac{l}{200}$$

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

- Actions vers le bas :

$$Q_{sd1} = G + N = 99.98 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{sd2} = G + E = 92.82 \text{ daN/ml}$$

- Actions vers le haut :

- $Q_{sd3} = G - V = -160.42 \text{ daN/ml}$

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd1}; Q_{sd2}; Q_{sd3}) = 160.42 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = Q_{sd} \cos \alpha = 158.64 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd} \sin \alpha = 23.79 \text{ daN/ml}$$

a.1. Flèche verticale (suivant zz') :

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5Q_{zsd}}{384EI_y} \times l^4 = \frac{5}{384} \times \frac{158.64 \times 10^{-2}}{1317 \times 2.1 \times 10^6} \times 600^4 = 0.9 \text{ cm}$$

$$f_z < f_{adm}$$

Condition vérifiée

a. 2 Flèche latérale (suivant yy') :

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05Q_{ysd}}{384EI_z} \times \left(\frac{l}{2}\right)^4 = \frac{2.05}{384} \times \frac{23.79 \times 10^{-2}}{101 \times 2.1 \times 10^6} \times 300^4 = 0.048 \text{ cm}$$

$$f_y < f_{adm} \text{ Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le profilé laminé choisi (IPE180) est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme panne de toiture.

III.4 Dimensionnement des liernes de pannes

III.4.1 Définition :

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

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

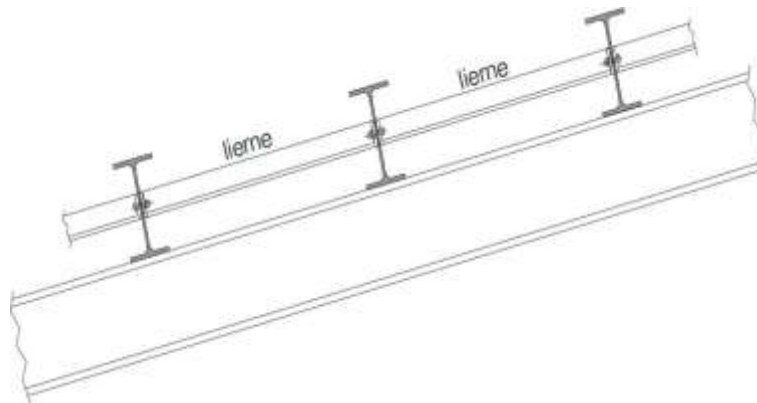


Figure III.12 : Déposition des liernes

III.4.2 Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité :

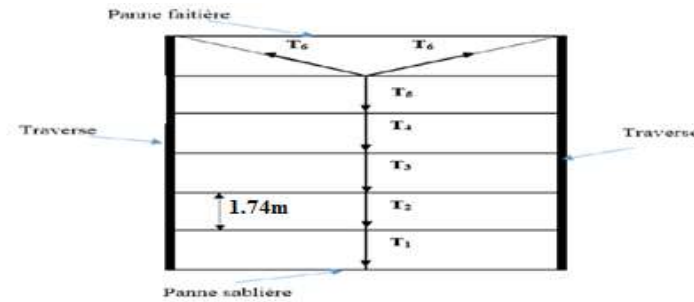


Figure III.13 Efforts dans les liernes.

a) La Réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1.25(1.35G) \times l/2 = 1.25 (1.35 \times (53.38) \times 3 = 270.23 \text{ daN}.$$

- Effort dans L1 :

$$T1 = R/2 = 270.23/2 = 135.11 \text{ daN}$$

- Effort dans L2 :

$$T2 = R + T1 = 405.34 \text{ daN}$$

- Effort dans L3 :

$$T3 = R + T2 = 675.57 \text{ daN}$$

- Effort dans L4 :

$$T4 = R + T3 = 945.8 \text{ KN}$$

- Effort dans L5

$$T5 = R + T4 = 1216.03 \text{ KN}$$

- Effort dans L6

$$2T6 \times \sin \theta = T5 \Rightarrow T6 = T5/2\sin\theta = 1216.03/2 \sin (31.24) = 1172.23 \text{ daN}$$

$$\text{Avec : } \theta = \text{arc tg } \frac{1.82}{3} = 31.24^\circ.$$

b) Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L2

$$T4 = Nsd = 1172.23 \text{ daN (tension)}$$

Les liernes travaillent en traction $N_{sd} \leq N_{plyRd}$

$$N_{pl} = \frac{Ax f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1172.23 * 1.1}{2350} = 0.54$$

$$A = \frac{\pi \times \varphi^2}{4} \rightarrow \varphi \geq \sqrt{\frac{0.54 \times 4}{3.14}} = 0.83 \text{ cm}$$

Pour des raisons sécuritaires et pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre $\varphi = 10$

III.4. Etude des lisses de bardages :

III.4.1. Définition :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profilés minces pliés. Elles sont disposées horizontalement, elles sont portées par les poteaux de portique ou par les potelets intermédiaires, elles sont destinées à prendre la charge due au vent sur le bardage et le poids propre de panneau ainsi que leurs poids propre. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible donnée par les bacs de bardage

III.4.2. Principe de dimensionnement :

Les lisses sont soumises à : la flexion autour de Z + flexion autour de Y de ce fait, elles fonctionnent en flexion déviée (bi-axiale). Pour dimensionner, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable de la pression de vent exercée sur le long-pan et celle sur le pignon. Comme dans le cas des pannes, les lisses aussi sont dimensionnées et calculées pour satisfaire simultanément aux :

- Condition de résistance (ELU: flexion + cisaillement) ;
- Condition de la stabilité (ELU: déversement) ;
- Condition de flèche (ELS).

III.4.3. Vérification de la lisse de long-pan :

III.4.3.1. Les données

- Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée $L = 6\text{m}$.
- L'entre axe des lisses $e = 2\text{ m}$
- Nombre des lisses pour chaque paroi ($n = 5$)

- Poids propre de la couverture (panneau sandwich)12kg/m²
- Poids propre d'isolants5kg/m²
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5kg/m²
- Poids propre de la lisse estimé (UAP175) 21.2kg/ml

III.4.3.2 Evaluation des charges et surcharges :

a) Charges permanentes : (perpendiculaire à l'âme)

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{isolants}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{lisse}}$$

$$G = (12 + 5 + 5) \times 2 + 21.2$$

$$G = 65.2 \text{ kg/ml}$$

a) **Surcharges climatiques du vent** : (suivant le plan de l'âme)

$$V = -114.95 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots (\text{Tableau II.14 chapitre 2})$$

$$V = -114.95 \times 2$$

$$V = -229.9 \text{ daN/ml (dépression)}$$

III.4.3.3 Combinaison de charges les plus défavorables :

$$1.35G + 1.5V$$

$$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1.35 (65.2) \quad Q_{z, sd} = 1.5 V = 1.5(229.9)$$

$$Q_{y, sd} = 88.02 \text{ daN/ml} \quad Q_{z, sd} = 344.85 \text{ daN/ml}$$

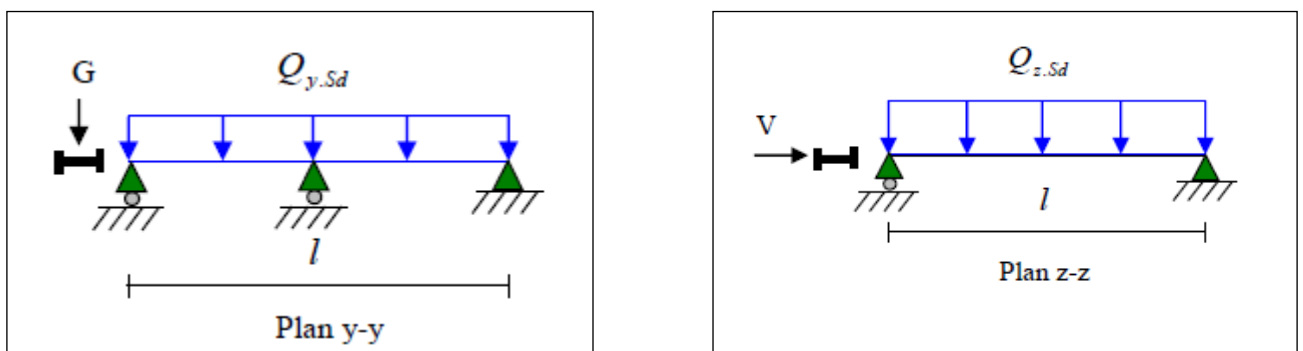


Figure III.14 : La répartition des charges sur les lisses de long pan.

III.4.3.4. Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

Par tâtonnement on choisit UAP175.

profilé	Dimensions						Caractéristiques de calcul					Moment D'inertie de Torsion	Moment D'inertie de gauchissement
	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	d mm	W _{ply} cm ³	W _{pl,z} cm ³	A _{vz} cm ²	A _{vy} cm ²	I _z cm ⁴	I _t cm ⁴	I _w cm ⁶
UAP175	175	70		8	9	146	171.5	47.47	13.97	13.03	126.4	8.43	5.62x10 ³

Tableau III.2: Caractéristiques géométriques de UAP175.

Classe de la section :

-Classe de la semelle:

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = 1.9 < 10\varepsilon \Rightarrow \text{semelle est de classe 01.}$$

- Classe de l'âme:

$$\frac{d}{t_w} = 17.6 < 72\varepsilon \Rightarrow \text{l'âme est de classe 01.}$$

Donc la section est de classe 1

a) Vérification à la résistance en section :

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

a.1) vérification à la flexion :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes **1** et **2**

$$\left[\frac{M_{y\ sd}}{M_{ply\ Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z\ sd}}{M_{plz\ Rd}} \right]^\beta \leq 1.0$$

Dans notre cas : La section en **I** donc $\alpha = 2$ et l'effort normal $N_{sd} = 0$ donc : $\beta = 1$

- Le moment fléchissant sur l'axe ZZ' :

$$M_{y\ sd} = \frac{qz \times l^2}{8} = \frac{344.85 \times 6^2}{8} = 1551.825 \text{ daN.m}$$

- Le moment fléchissant sur l'axe YY' :

$$M_{z\ sd} = \frac{qy \times l^2}{8} = \frac{88.02 \times 3^2}{8} = 99 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply\ Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{171.5 \times 23.5}{1.1} = 3663.86 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz\ Rd} = \frac{W_{plz} \times 235}{1.1} = \frac{47.47 \times 23.5}{1.1} = 1014.13 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{1551.82}{3663.86} \right]^2 + \left[\frac{99}{1014.13} \right] = 0.30 < 1.0$$

Condition vérifiée.

a.2) Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$V_{plz\ Rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} = \frac{13.75 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} = 17231.01 \text{ daN.}$$

$$V_{z\ sd} = \frac{Q_{z\ sd} \times l}{2} = \frac{344.85 \times 6}{2} = 1034.55 \text{ daN.}$$

D'où:

$$V_{z\ sd} = 1034.55 \text{ daN} < V_{plz\ Rd} = 17231.01 \text{ daN.}$$

Condition vérifiée

$$V_{y\ sd} = 0.625 \times Q_{y\ sd} \times \frac{l}{2} = 0.625 \times 88.02 \times 3 = 148.8 \text{ daN.}$$

$$V_{ply\ Rd} = \frac{A_{vy} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{m0}} = \frac{(13.03) \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} = 16071.6 \text{ daN.}$$

$$V_{y\ sd} = 148.8 \text{ daN} < V_{ply\ Rd} = 16071.6 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

c) Vérification au déversement :

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

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

Avec :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times M_{pl,y,Rd} \quad \text{Pour les section de classe 01.}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

Avec :

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

AN :

$$M_{cr} = 1.132 \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 126.4}{600^2} \times \sqrt{\frac{5.62 \times 10^3}{126.4} + \frac{600^2 \times 8.43 \times 8000}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 126.4}}$$

$$M_{cr} = 2566.9$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{171.5 \times 23.5}{2566.9}} = 1.25$$

$$\frac{h}{b} = \frac{175}{70} = 2.5 < 2 \quad \alpha_{LT} : 0.34 \text{ pour les profils laminés.}$$

D'après le tableau des coefficients de flambement (EC3 partie 1-1). $\chi_{LT} = 0.4569$

$$M_{b,Rd} = 0.4569 \times 2676.86 = 1223.06 < 1551.825 \text{ daN.m}$$

Condition non vérifiée

Conclusion:

Il y a risque d'instabilité au déversement, et pour résoudre ce problème, on peut choisir un profilé plus important par exemple un **UAP 200**.

Données concernant ce profilé :

Profilé UAP200	Dimensions						Caractéristiques de calcul					Moment D'inertie de torsion	Moment D'inertie de gauchissement
	h mm	b mm	T _w mm	t _f mm	R mm	d mm	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³	A _{vz} cm ²	A _{vy} cm ²	I _z cm ⁴	I _t cm ⁴	I _w cm ⁶
	200	75	8	11.5	11.5	154	230.1	58.29	16.97	15.03	169.7	11.24	9.98x10 ³

Tableau III.3: Caractéristiques géométriques de UAP 200.

Classe de la section :

-Classe de la semelle:

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon = \frac{22}{11.5} = 1.91 < 10\varepsilon \Rightarrow \text{semelle est de classe 01.}$$

- Classe de l'âme:

$$d/t_w = 154/5.6 = 27.5 < 72\varepsilon \Rightarrow \text{l'âme est de classe 01.}$$

Donc la section est de classe 1.

a) Vérification à la résistance en section :

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

a.1) vérification à la flexion :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes **1** et **2**

$$\left[\frac{M_{y\ sd}}{M_{ply\ Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z\ sd}}{M_{plz\ Rd}} \right]^\beta \leq 1.0$$

Dans notre cas : La section est en **I** donc $\alpha = 2$ et l'effort normal $N_{sd} = 0$ donc : $\beta = 1$

- Le moment fléchissant sur l'axe ZZ' :

$$M_{y\ sd} = \frac{qz \times l^2}{8} = \frac{344.85 \times 6^2}{8} = 1551.825 \text{ daN.m}$$

- Le moment fléchissant sur l'axe YY' :

$$M_{z\ sd} = \frac{qy \times l^2}{8} = \frac{88.02 \times 3^2}{8} = 99 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{230.1 \times 23.5}{1.1} = 4915.8 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz Rd} = \frac{W_{plz} \times 235}{1.1} = \frac{58.29 \times 23.5}{1.1} = 1245.29 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{1551.825}{4915.8} \right]^2 + \left[\frac{99}{1245.29} \right] = 0.18 < 1.0$$

Condition vérifiée

a.2) Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}.$$

$$V_{plz Rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} = \frac{16.97 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} = 20931.3 \text{ daN.}$$

$$V_{z sd} = \frac{Q_{z sd} \times l}{2} = \frac{344.85 \times 6}{2} = 1034.55 \text{ daN.}$$

D'où:

$$V_{z sd} = 1034.55 \text{ daN} < V_{plz Rd} = 20931.3 \text{ daN.}$$

Condition vérifiée

$$V_{y sd} = 0.625 \times Q_{y sd} \times \frac{l}{2} = 0.625 \times 88.02 \times 3 = 165.04 \text{ daN.}$$

$$V_{ply Rd} = \frac{A_{vy} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{m0}} = \frac{(15.03) \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} = 18538.45 \text{ daN.}$$

$$V_{y sd} = 165.04 \text{ daN} < V_{ply Rd} = 18538.45 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

c) Vérification au déversement :

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

$$M_{ysd} \leq M_{brd}$$

Avec :

$M_{b Rd} = \chi_{LT} \times M_{pl y Rd}$ Pour les section de classe 01.

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{ply} \times fy}{M_{cr}}}$$

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

AN :

$$M_{cr} = 1.132 \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 169.7}{600^2} \times \sqrt{\frac{9.98 \times 10^3}{169.7} + \frac{600^2 \times 11.24 \times 8000}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 169.7}}$$

$$M_{cr} = 3460.6$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{230.1 \times 23.5}{3460.6}} = 1.25$$

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{75} = 2.7 > 2 \quad \alpha_{LT} : 0.34 \text{ pour les profils laminés.}$$

D'après le tableau des coefficients de flambement (**EC3 partie 1-1**), $\chi_{LT} = 0.4517$

$$M_{b rd} = 0.4517 \times 4915.8 = 2220.47 > 1551.825 \text{ daN.ml}$$

$$\frac{1551.825}{2220.47} + \frac{99}{1245.29} = 0.77 < 1.0$$

Condition vérifiée

✚ **Le profilé laminé choisit (UAP 200) est donc vérifié à l'Etat limite ultime.**

Vérification de la flèche :

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

$$Q = G + V$$

– Condition de vérification:

$$Fz \leq fadm$$

$$Fy \leq fadm$$

Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :

$$f_z = \frac{5 \times qz \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq F_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3cm$$

$$f_z = \frac{5 \times 2.299 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1946} = 0.95 < f_{adm} = 3cm \dots \dots \dots ok$$

Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis :

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1.3cm$$

$$f_y = \frac{2.05 \times G \times (l/2)^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2.05 \times 0.652 \times 300^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 169.7} = 0.08cm < f_{ad} = 1.3cm \dots \dots \dots ok$$

Conclusion :

La lisse de long pan en **UAP 200** est vérifiée à la sécurité.

III.4.3.6 Calculs des liernes de long-pan :

III.4.3.6.1 Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité :

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

$$R = 1.25(1.35G) \times l/2 = 1.25 (1.35 \times 65.2) \times 3 = 300.07 daN.$$

- Effort dans L1 :

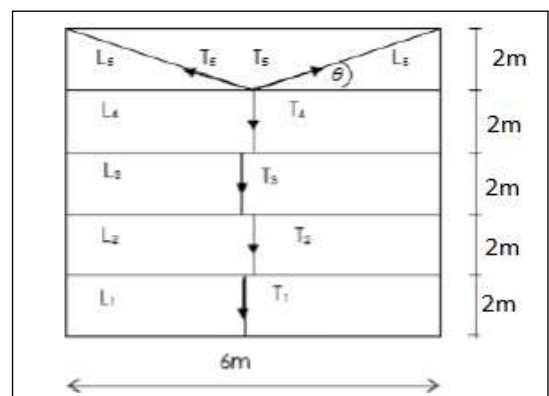
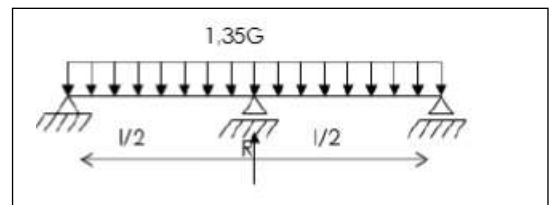
$$T1 = R/2 = 300.07/2 = 150.03 daN$$

- Effort dans L2 :

$$T2 = R + T1 = 450.1 daN$$

- Effort dans L3 :

$$T3 = R + T2 = 750.17 daN$$



- Effort dans L4 :

$$T4 = R + T3 = 1050.24KN$$

- Effort dans L5

$$2T5 \times \sin \theta = T4 \Rightarrow T5 = T4/2\sin\theta = 1050.24/2 \sin (33.69) = 946.68daN$$

$$\text{Avec : } \theta = \arctg \frac{2}{3} = 33.69^\circ.$$

III.4.3.6.2 Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L2 :

$$T4 = Nsd = 1050.24 daN \text{ (tension)}$$

Les liernes travaillent en traction $N_{sd} \leq N_{ply Rd}$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1050.24 \times 1.1}{2350} = 0.49$$

$$A = \frac{\pi \times \varphi^2}{4} \Rightarrow \varphi \geq \sqrt{\frac{0.49 \times 4}{3.14}} = 0.80 \text{ cm}$$

Pour des raisons sécuritaires et pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre $\varphi = 10 \text{ m}$

III.4.4. Vérification de la lisse de pignon :

- On choisit UAP 175

III.4.4.1. Les données

- L'entre axe des lisses $e = 2\text{m}$
- Nombre des lisses ($n=5$)
- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs)12kg/m²
- Poids propre d'isolants5kg/m²
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5kg/m²
- Poids propre de la lisse estimé (UAP175) 21.2kg/ml

III.4.3.2. Evaluation des charges et surcharges :

a) Charges permanentes : (perpendiculaire à l'âme)

$$G = (P_{\text{Couverture}} + P_{\text{isolants}} + P_{\text{Accessoires}}) \times e + P_{\text{lisse}}$$

$$G = (12 + 5 + 5) \times 2 + 21.2$$

$$G = 65.2 \text{ kg/ml}$$

a) **Surcharges climatiques du vent** : (suivant le plan de l'âme)

$$V = -114.95 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots \text{(Tableau II.14 chapitre 2)}$$

$$V = -114.95 \times 2$$

$$V = -229.9 \text{ daN/ml (dépression)}$$

III.4.3.3. Combinaison de charges les plus défavorables :

$$1.35G + 1.5V$$

$$Q_{y, sd} = 1.35 G = 1.35 (65.2) \quad Q_{z, sd} = 1.5 V = 1.5(229.9)$$

$$Q_{y, sd} = 88.02 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z, sd} = 344.85 \text{ daN/ml}$$

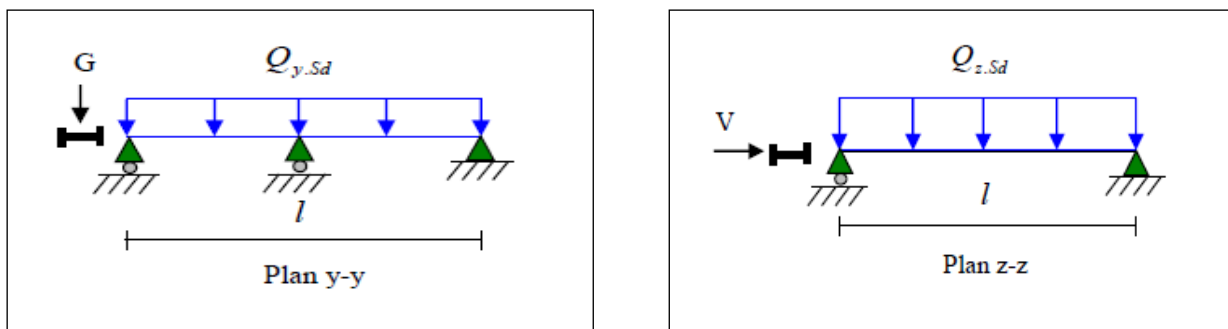


Figure III.15 : La répartition des charges sur les lisses de long pan.

III.4.3.4. Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

Par tâtonnement on choisit UAP175.

Classe de la section :

-Classe de la semelle:

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = 1.9 < 10\varepsilon \Rightarrow \text{semelle est de classe 01.}$$

- Classe de l'âme:

$$\frac{d}{t_w} = 17.6 < 72\varepsilon \Rightarrow \text{l'âme est de classe 01.}$$

Donc la section est de classe 1

a) Vérification à la résistance en section :

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

a.1) vérification à la flexion:

Pour cette vérification on utilise la condition suivante pour les sections de classes **1** et **2**

$$\left[\frac{M_{y\ sd}}{M_{ply\ Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z\ sd}}{M_{plz\ Rd}} \right]^\beta \leq 1.0$$

Dans notre cas : La section en **I** donc $\alpha = 2$ et l'effort normal $N_{sd} = 0$ donc : $\beta = 1$

- Le moment fléchissant sur l'axe ZZ' :

$$M_{y\ sd} = \frac{qz \times l^2}{8} = \frac{344.85 \times 5.41^2}{8} = 1261.64 \text{ daN.m}$$

- Le moment fléchissant sur l'axe YY' :

$$M_{z\ sd} = \frac{qy \times l^2}{8} = \frac{88.02 \times 2.705^2}{8} = 80.50 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply\ Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{171.5 \times 23.5}{1.1} = 3663.86 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz\ Rd} = \frac{W_{plz} \times 23.5}{1.1} = \frac{47.47 \times 23.5}{1.1} = 1014.13 \text{ daN.m}$$

$$\left[\frac{1261.64}{3663.86} \right]^2 + \left[\frac{80.5}{1014.13} \right] = 0.2 < 1.0$$

Condition vérifiée.

a.2) Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}.$$

$$V_{plz\ Rd} = \frac{Avz \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = \frac{13.97 \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} = 17231.01 \text{ daN.}$$

$$V_{z\ sd} = \frac{Q_{z\ sd} \times l}{2} = \frac{344.85 \times 5.41}{2} = 932.82 \text{ daN.}$$

D'où:

$$V_{z\ sd} = 932.82\ daN < V_{plz\ Rd} = 17231.01\ daN.$$

Condition vérifiée

$$V_{y\ sd} = 0.625 \times Q_{y\ sd} \times \frac{l}{2} = 0.625 \times 88.02 \times 2.705 = 148.8\ daN.$$

$$V_{ply\ Rd} = \frac{A_{vy} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{m0}} = \frac{(13.03) \times \frac{2350}{\sqrt{3}}}{1.1} = 16071.6\ daN.$$

$$V_{y\ sd} = 148.8\ daN < V_{ply\ Rd} = 16071.3\ daN.$$

Condition vérifiée

b) Vérification au déversement :

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

$$M_{y\ sd} \leq M_{brd}$$

Avec :

$$M_{b\ Rd} = \chi_{LT} \times M_{pl\ y\ Rd} \text{ Pour les section de classe 01.}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl\ y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

Avec :

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

AN :

$$M_{cr} = 1.132 \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 126.4}{541^2} \times \sqrt{\frac{5.62 \times 10^3}{126.4} + \frac{541^2 \times 8.43 \times 8000}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4 \times 126.4}}$$

$$M_{cr} = 2861.42$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{171.5 \times 23.5}{2861.42}} = 1.18$$

$$\frac{h}{b} = \frac{175}{70} = 2.5 > 2 \text{ courbe } b \alpha_{LT} = 0.34 \text{ pour les profils laminés.}$$

D'après le tableau des coefficients de flambement (**EC3 partie 1-1**), $\chi_{LT} = 0.4891$

$$M_{b,rd} = 0.4891 \times 3663.86 = 1791.99 > M_{y,sd} = 1261.64 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée

$$\frac{1261.64}{1791.99} + \frac{80.5}{1014.13} = 0.78 < 1.0$$

Condition vérifiée

✚ **Le profilé laminé choisit (UAP175) est donc vérifié à l'Etat limite ultime.**

III.4.3.5. Vérification à l'état limite de service (ELS) :

Vérification de la flèche :

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

$$Q = G + V$$

– Condition de vérification:

$$F_z \leq f_{adm}$$

$$F_y \leq f_{adm}$$

Flèche verticale suivant (Z-Z) sur deux appuis :

$$f_z = \frac{5 \times qz \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq F_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{541}{200} = 2.705 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 \times 2.299 \times 541^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1270} = 0.96 < f_{adm} = 2.705 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Flèche latérale suivant (Y-Y) sur trois appuis :

$$f_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{270.5}{200} = 1.3 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2.05 \times G \times (l/2)^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2.05 \times 0.628 \times 270.5^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 126.4} = 0.07\text{cm} < f_{adm} = 1.3\text{cm} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Conclusion :

La lisse de long pan en **UAP 175** est vérifiée à la sécurité.

III.4.3.6. Calculs des liernes de long-pan :

III.4.3.6.1. Calcul de l'effort de traction dans le lierne le plus sollicité :

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

$$R = 1.25(1.35G) \times l/2 = 1.25 (1.35 \times 65.2) \times 2.705 = 297.62 \text{ daN}.$$

- Effort dans L1 :

$$T1 = R/2 = 148.8 \text{ daN}$$

- Effort dans L2 :

$$T2 = R + T1 = 446.42 \text{ daN}$$

- Effort dans L3 :

$$T3 = R + T2 = 744.04 \text{ daN}$$

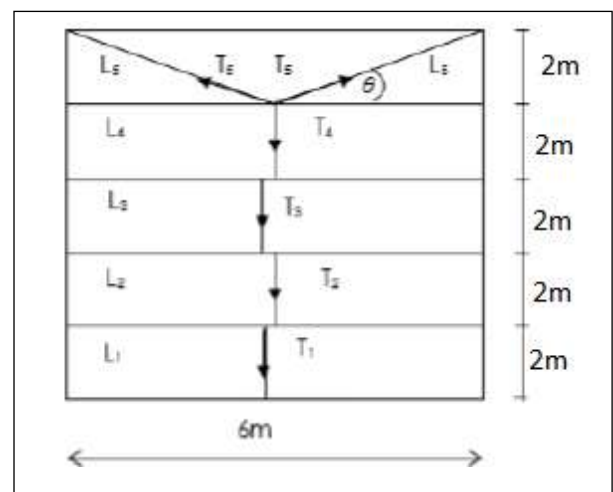
- Effort dans L4 :

$$T4 = R + T3 = 1041.66 \text{ KN}$$

- Effort dans L5

$$2T5 \times \sin \theta = T4 \Rightarrow T5 = T4/2\sin\theta = 1041.06/2 \sin (36.48) = 876.02 \text{ daN}$$

$$\text{Avec : } \theta = \text{arc tg } \frac{2}{2.705} = 36.48^\circ.$$



III.4.3.6.2 Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L2 :

$$T4 = N_{sd} = 1041.06 \text{ daN (tension)}$$

Les liernes travaillent en traction $N_{sd} \leq N_{ply Rd}$

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1041.06 \times 1.1}{2350} = 0.48$$

$$A = \frac{\pi \times \varphi^2}{4} \Rightarrow \varphi \geq \sqrt{\frac{0.48 \times 4}{3.14}} = 0.78 \text{ cm}$$

Pour des raisons sécuritaires et pratiques, on opte pour une barre ronde de diamètre $\varphi = 10 \text{ mm}$

III.5 Etude des potelets :

III.5.1 Définition :

Les potelets sont des éléments en profilé laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol. Sous l'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée. En effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et les lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers l'extérieur de la construction sous l'effet des dépressions. Quant à la compression, celle-ci est due 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

III.5.2 Les données

- La hauteur de potelet le plus chargé $L = 11.62 \text{ m}$.
- La longueur de la lisse $L = 5.41 \text{ m}$
- L'entre axe des potelets $e = 5.41 \text{ m}$
- Chaque pignon possède 3 potelets de longueur 10.8 m et 11.62 m .
- Nombre de lisses supportées par le potelet ($n=5$)
- Poids propre de bardage..... 12 kg/m^2
- Poids propre d'isolants 5 kg/m^2
- Poids propre d'accessoires de pose..... 5 kg/m^2
- Poids propre de lisse bardage (UAP175)..... 21.2 Kg/ml

III.5.3 Calcul des charges et surcharges revenants au potelet le plus chargé (potelet du milieu)

a) Charges permanents G :

$$G = (P_{\text{lisse}} \times L_{\text{lisse}} \times N_{\text{lisse}}) + (B_{\text{ardage}} + P_{\text{isolants}} + P_{\text{accessoire}}) \times S_{\text{tributaire}}$$

$$G = (21.2 \times 5.41 \times 5) + (12 + 5 + 5) \times (5.41 \times 11.62)$$

$$G = 1956.5 \text{ Kg}$$

$$G = \mathbf{1956.5 \text{ daN}}$$

b) Surcharges climatiques V (la charge de vent la plus défavorable sur le pignon)

$$V = -114.95 \text{ daN/m}^2 \dots\dots\dots (\text{tableau 12 chapitre II})$$

$$V = -114.95 \times 5.41$$

$$V = \mathbf{-621.87 \text{ daN/ml}}$$

III.5.4 Dimensionnement du potelet :

– Sous la condition de la flèche :

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées : $V = \mathbf{621.87 \text{ daN/ml}}$

Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est : $f_y = \frac{5V}{384EIz} \times l^4$

Et la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{l}{200}$

$$f_z = \frac{5Qzsd}{384EIy} \times l^4 \leq f_{ad} = \frac{l}{200}$$

$$I_y = \frac{5 \times 200 \times 621.87 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^6} \times 11623 = 12099.5 \text{ cm}^2$$

$$I_y \geq 12099.5 \text{ cm}^2$$

Donc, le profilé qui correspond est : IPE 330 O.

Profilé IPE330 O	dimensions						Caractéristiques de calcul					Moment D'inertie de torsion	Moment D'inertie de gauchissement
	H	B	tw	tf	r	D	Wpl,y	Wpl,z	Avz	Avy	Iz	It	Iw
	M m	M m	m m	m m	m m	M m	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁶
	334	162	8.5	13.5	18	271	943	185	34.9	27.7	3.64	42.2	246x10 ³

Tableau III.4: Caractéristiques géométriques de l'IPE 330O

Calcul de la charge permanent G (avec IPE330 O) :

$$G = 1956.5 + (P_{\text{profilé}} \times P_{\text{profilé}}) = 1956.5 + (57 \times 11.62)$$

$$G = 2618.84 \text{ daN}$$

1. Vérification de la section à la résistance :

$$M_{y, sd} \leq M_{c, rd}$$

$M_{c, rd}$: le moment de résistance qui dépend de la section.

- Incidence de l'effort tranchant :

$$Q_{z, sd} = 1.5V = 1.5 \times 621.87 = 932.82 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l}{2} = \frac{932.82 \times 11.62}{2} = 5419.67 \text{ daN}$$

$$AV_z = 35.1 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz, rd} = \frac{Av_z(f_y/\sqrt{3})}{\gamma M_0} = \frac{34.9(2350/\sqrt{3})}{1.1} = 43046.7 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{z, sd}}{V_{plz, rd}} = \frac{5419.67}{43046.7} = 0.12 < 0.5$$

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

- Incidence de l'effort normal :

$$N_{sd} \leq \min\left(0.25N_{pl, rd}; \frac{0.5A_w f_y}{\gamma M_0}\right)$$

$$N_{sd} = 1.35G = 1.35 \times 2618.84 = 3535.43 \text{ daN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72.6 \times 2350}{1.1} = 155100 \text{ daN}$$

$$0.25 \times N_{pl,rd} = 38775 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 72.6 - 2 \times 16.2 \times 1.35 = 28.86 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5 A_w f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0.5 \times 28.86 \times 2350}{1.1} = 30827.72 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 3535.43 \text{ daN} < \min(38775 \text{ daN}; 30827.72 \text{ daN}) = 30827.72 \text{ daN}$$

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

Classe de la section :

Classe de la semelle: (semelle comprimée)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b - t_w - 2r/2}{t_f}$$

$$= 4.96 < 10\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \text{Semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme (flexion composée)

$$\alpha = \frac{1}{d} \frac{d + dc}{2}$$

$$dc = \frac{N_{sd}}{t_w \times f_y} = \frac{30535.43}{0.85 \times 2350} = 1.77$$

$$\alpha = 0.5 < 1$$

$$d/t_w = 31.70 < 39.6/(3\alpha - 1) = 79.2 \text{ l'âme de classe 1}$$

Donc la section est de **classe 1**

$$M_{y,rd} = \frac{Q_{z,rd} \times l^2}{8} = \frac{932.82 \times 11.62^2}{8} = 15744.2 \text{ daNm}$$

$$M_{c,rd} = M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{943 \times 23.5}{1.1} = 20146 \text{ daNm}$$

$$M_{y,rd} = 15744.2 < M_{ply,rd} = 20146 \text{ daNm}$$

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

➤ Longueur de flambement:

$$l_y = L = 11.62 \text{ m.}$$

➤ Calcul de l'élancement:

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1162}{13.8} = 84.2$$

➤ Calcul d'élancement réduit:

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = \pi (2.1 \times 10^4 / 23.5)^{0.5} \\ = 93.9$$

$$\lambda_y = (\lambda_y / \lambda_1) = 84.2 / 93.9 = 0.89.$$

➤ Choix de la courbe de flambement :

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocode 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{334}{162} = 2.06 > 1.2 \text{ et } t_f = 13.6 \text{ mm} \\ < 40 \text{ mm}$$

Suivant y - y : courbe **a** → $\alpha = 0.21$

➤ Facteur de réduction

$\chi_y = 0.7405$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe a)

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

➤ Longueur de flambement:

$$l_z = L = 2 \text{ m.}$$

➤ Calcul de l'élancement:

$$\lambda_z = l_z / i_z = 200 / 3.64 = 54.9$$

➤ Calcul d'élancement réduit:

$$\lambda_1 = \pi \left(\frac{E}{f_y} \right)^{0.5} = \pi (2.1 \times 10^4 / 23.5)^{0.5} \\ = 93.9$$

$$\lambda_z = (\lambda_z / \lambda_1) = 54.9 / 93.9 = 0.58$$

➤ Choix de la courbe de flambement:

Le tableau 5.5.3 de l'Eurocodes 3, partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{162} = 2.06 > 1.2 \text{ et } t_f = 13.6 \text{ mm} \\ < 40 \text{ mm}$$

Suivant y - y : courbe **b** → $\alpha = 0.34$

➤ Facteur de réduction

$\chi_y = 0.8470$ (tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)

$$\chi_{min} = 0.7405$$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{l / i_z}{\sqrt{c_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{200 / 3.64}{\sqrt{1.132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{200 / 3.64}{33.4 / 1.35} \right)^2 \right]^{0.25}} = 52.57$$

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie

$$C_1 = 1.132$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \times [\beta_w]^{0.5} = (52.57/93.9) = 0.56 > 0.4$$

Il y a risque de déversement.

$$\frac{h}{b} = \frac{334}{162} = 2.06 > 2 \text{ courbe b}$$

$\chi_{LT} = 0.8566 < 1$ (Tableau du coefficient de flambement χ de la courbe b)

$$\mu_y = \lambda_y(2\beta_w - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.89(2 \times 1.3 - 4) + \frac{943 - 833}{833} = -1.1 < 0.9$$

β_w : un facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement .

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_w = 1.3$

$$K_y = 1 - (\mu_y \times N_{sd}) / (X_y \times A \times f_y)$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-1.23 \times 3535.43}{0.7405 \times 72.6 \times 2350} = 1.03 < 1.5.$$

$$\mu_{LT} = 0.15\lambda_z\beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.58 \times 1.3 - 0.15 = -0.04 < 0.9.$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_{LT} \times A \times f_y} = 1 - \frac{0.04 \times 3535.43}{72.6 \times 0.8566 \times 2350} = 1 < 1.5$$

➤ **Le flambement:**

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

$$\frac{3535.43}{0.7405 \times 155100} + \frac{1.03 \times 15746.2}{20146} = 0.83 < 1$$

Donc : le flambement est vérifié.

➤ **Le déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_Z \cdot N_{pl Rd}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply Rd}} = \frac{3535.43}{0.8470 \times 155100} + \frac{15774.2}{0.8566 \times 20146} = 0.9 \leq 1.0$$

Donc : le déversement est vérifié.

IPE300 O convient comme potelet.

Conclusion :

L'étude que nous avons étudiée nous a permis de déterminer la nature des profilées des éléments secondaires, qui devront résister aux différentes sollicitations et voici les profilés qui ont été retenus après les vérifications pour différents éléments :

Les pannes : **IPE 180**

Lisses de bardages de long pan : **UAP 200**

Lisses de bardages de pignon : **UAP 175**

Les potelets : **IPE 330 O**

IV.1.INTRODUCTION :

La manutention d'objets lourds dans un hall industriel nécessite souvent l'emploi d'engins spéciaux dits engins de manutention ou de levage. Parmi les plus courants on trouve les ponts roulants, qui ont des caractéristiques fixes fournis par le constructeur.

On expose dans ce chapitre le calcul de chemin de roulement on considérant des poutres à travée indépendante de 6m ainsi que chaque bloc est doté d'un pont roulant de longueur 20 m et de puissance $N=15t$ dans circulant sur le long d'une voie de roulement de 66m

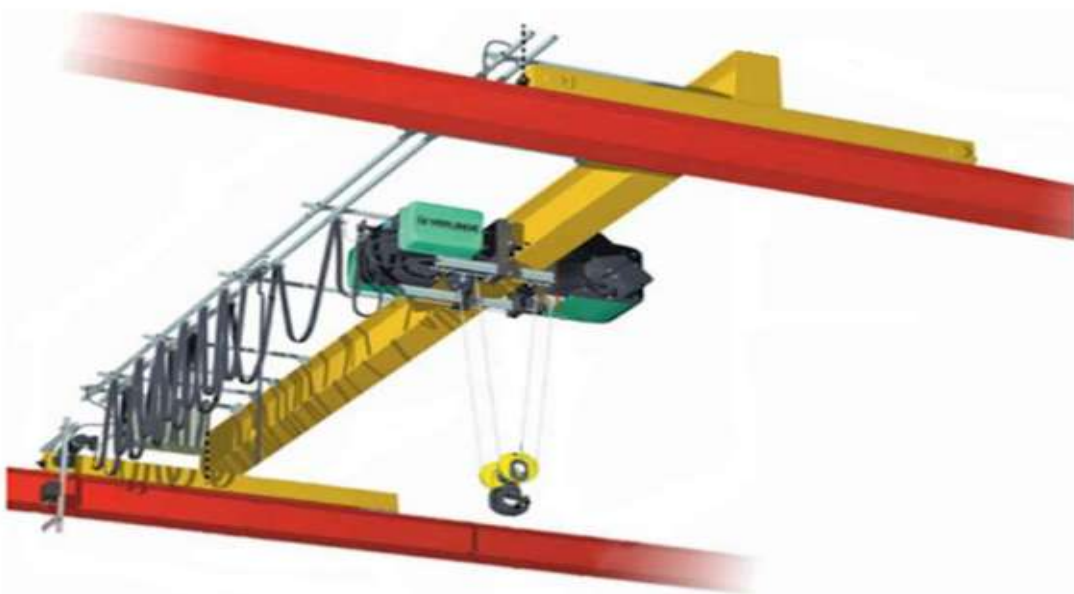


Figure.VI.1.schéma du pont roulant

- **Définition du pont roulant :**

Le pont roulant : se présente comme une machine qui sert à manutentionner, à déplacer, à déposer, à stocker, à charger ou à décharger des produits ou des équipements lourds circulant sur une voie de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace, transversalement à la voie principale, un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge. Si le pont est constitué d'une seule poutre, on parle de pont roulant mono poutre si non on parle d'un pont bipoutre. On utilise les ponts roulants dans de nombreux secteurs d'activités comme : l'industrie automobile, l'industrie de l'impression, l'industrie de la distribution, l'agroalimentaire, la sidérurgie, la métallurgie.

Chemin de roulement : est la structure porteuse de l'engin de levage, constituée de deux poutres de roulement et ses supports, les deux poutres parallèles surmontées d'un rail spécial et sur lesquelles circule le pont roulant.

La poutre de roulement : est l'élément porteur longitudinal de la voie, les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues. Leurs appuis sont constitués par corbeaux fixés sur les poteaux de la halle.

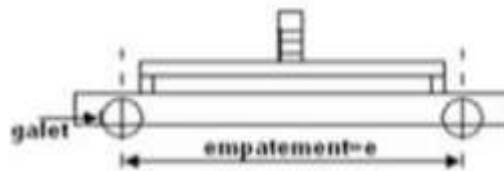


Figure IV.2 Coupe transversale

IV.2.1. Caractéristiques de pont roulant :

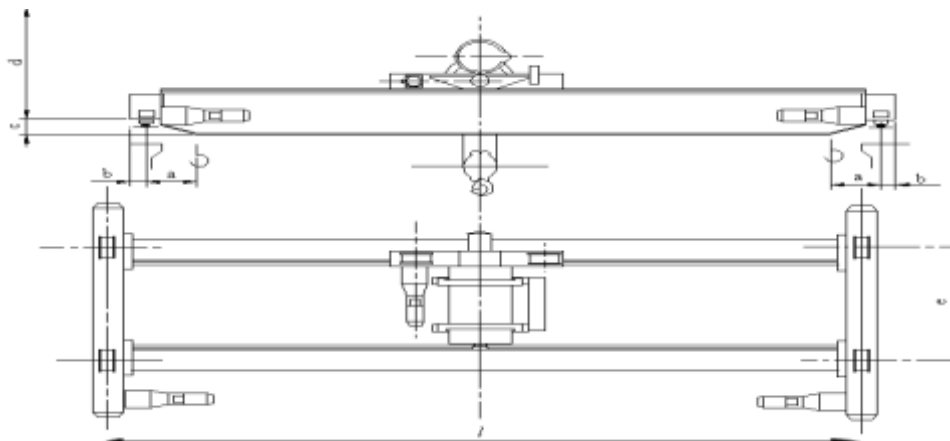


Figure .IV.3 : schéma des ponts roulants.

Caractéristiques géométriques du pont roulant :

Puissance N(t)	L(m)	Amin (m)	b(m)	C(m)	d(m)	e(m)
15	20	1	0.35	0.60	2.0	3.60

Tableau IV.1 : dimensions des ponts roulants.

Charges et vitesse :

Puissance N(t)	Porter (m)	Vitesse (m/min)			Poids (t)			
		Levage	Direction	Translation	Pont	Chariot	Charge	
		(V _l)	(V _d)	(V _t)	B(t)	K(t)	R _{max} (T)	R _{min} (T)
15	20	5	30	70	19.5	5	14.4	5.4

Tableau IV.2: Les charges et vitesses du pont roulant

B : Poids du pont et de son équipement.

K : Poids du chariot et de son équipement.

N : Poids de la charge nominale (puissance du pont).

V_l : Vitesse de levage de la charge.

V_d : Vitesse de direction du chariot.

V_t : Vitesse de translation du pont.


IV.2.2 .classification du pont roulant :

La classification du pont roulant sera faite selon le CTICM en tenant compte des critères suivants:

- L'intensité de l'usage du pont
- La variation des charges à soulever
- Les groupes de ponts roulants

Pour notre cas :

 Utilisation régulière en service intermittent pont de **classe B**.

 Soulèvement variant de zéro à la charge nominale état de **charge 2**

⇒ **pont de groupe II.**

I	A-1	A-2	B-1	C-1
II	A-3	B-2	-	C-2
III	-	B-3	-	C-3

Tableau IV.3 : Classements des ponts roulants

IV.2.3.Coefficients :

Selon le CTICM, pour le calcul des chemins de roulement on utilise deux coefficients :

C=0.2 : Coefficient d'adhérence d'un galet sur le rail

Ψ : Coefficient de majoration dynamique des réactions verticales.

- Sur le chemin de roulement $\Psi_1= 1.15$.
- Sur le support de chemin de roulement $\Psi_2= 1.05$.

IV.3.Etude de la poutre de roulement (PDR) :

Les poutres de roulement constituent la partie de la charpente destinée à assurer le déplacement d'un pont roulant, et repose généralement sur les poteaux de portique. Dans les deux cas les poutres de roulement peuvent être posées soit en travées indépendantes, soit en continuité. Dans notre étude, nous avons opté, pour des travées indépendantes, afin d'avoir des poutres isostatique. Les conditions d'exploitation des poutres de roulements sont caractérisées par les facteurs suivants :

- La surcharge verticale mobile provenant du pont roulant, qui exerce une action dynamique sur la poutre.
- Les galets de roulement du pont produisent de fortes pressions concentrées, qui sont transmises à l'âme de la poutre qui se déforme.
- Les forces de freinage latérales provoquent une flexion de la membrure

Supérieure de la poutre dans le plan horizontal.

IV.3.1.réaction d'un galet du pont roulant en charge :

- **Les réactions Max et Min :**

R_{max} : Réaction maximale statique (pont immobile).

R_{min} : Réaction minimale statique (pont immobile).

D'après le CTICM article 2.2 tableau II :

$$R_{max} = 14.4 \text{ Tonne} = 144 \text{ kN}$$

$$R_{min} = 5.4 \text{ Tonne} = 54 \text{ kN}$$

a. Réaction verticale :

Les valeurs des réactions sur les galets en tenant compte de la majoration dynamique sont :

$$RV_{max} = \Psi_1 \cdot R_{max} = 1.15 \cdot 144 = 165.6 \text{ [kN]}$$

$$RV_{min} = \Psi_1 \cdot R_{min} = 1.15 \cdot 54 = 62.1 \text{ [kN]}$$

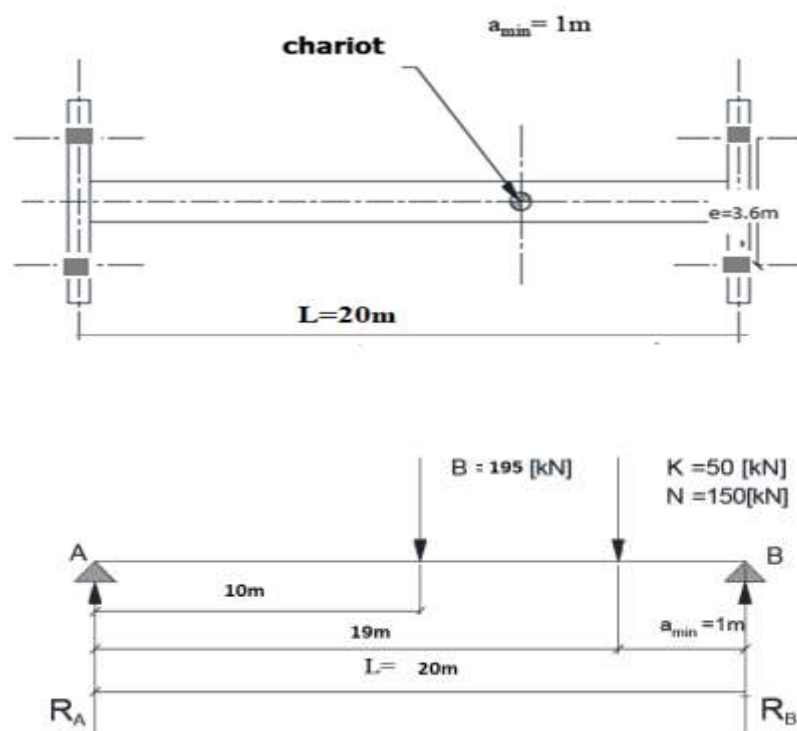


Figure IV. 4: Réactions verticales aux galets

b. Réaction horizontale longitudinale :

Pour tenir compte de l'effet du freinage longitudinal de translation du pont roulant ainsi que des réactions qui peuvent être provoquées par le tamponnement de ce dernier sur les boutsoirs de fin course, des réactions horizontales longitudinales doivent être prévues comme suit :

$$RL_{max} = C \times R_{max} = 0.2 \times 144 = 28.8 \text{ [kN]}$$

$$RL_{min} = C \times R_{min} = 0.2 \times 54 = 10.8 \text{ [kN]}$$

c. Réaction horizontale transversale :

Pour tenir compte de la réaction transversale qui peut être provoquée par le roulement ainsi que l'effet de freinage de direction, des réactions horizontales transversales doivent être prévues comme suit (charges par un galet):

a. Chariot au milieu du pont :

$$R_{H1\max} \cong [0.024 (K + N + B) \times Lp/e + 0.021 (N + K)] / n$$

$$= [0.024 (5 + 15 + 19.5) \times 20/3.6 + 0.021 (15 + 5)] / 4$$

$$R_{H1\max} = 14.22 \text{ [KN]}$$

$$R_{H1\min} \cong [0.024 (K + N + B) \times Lp/e - 0.021 (N + K)] / n$$

$$= [0.024 (5 + 15 + 19.5) \times 20/3.6 - 0.021 (15 + 5)] / 4$$

$$R_{H1\min} = 12.12 \text{ [KN]}$$

b. Chariot à l'extrémité du pont :

$$R_{H2\max} = [0.0052 (K + N + 5B) \times L/e + 0.021 (N + K)] / n$$

$$\cong [0.0052 (5 + 15 + 5 \times 19.5) \times 20/3.6 + 0.021 (15 + 5)] / 4$$

$$R_{H2\max} = 9.54 \text{ [KN]}$$

$$R_{H2\min} \cong [0.0052 (K + N + 5B) \times L/e - 0.021 (N + K)] / n$$

$$= [0.0052 (5 + 15 + 5 \times 19.5) \times 20/3.6 - 0.021 (15 + 5)] / 4$$

$$R_{H2\min} = 7.44 \text{ [KN]}$$

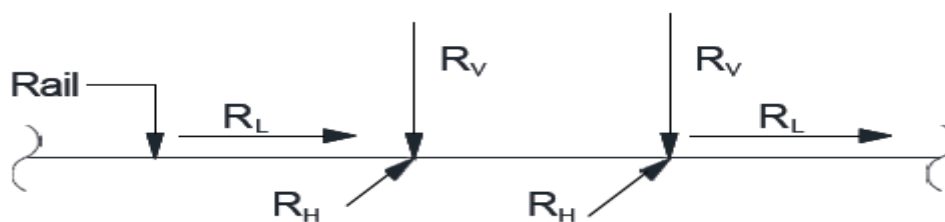


Figure IV.5: Récapitulatif des réactions sur les galets

Reaction	R _v (kN)	R _L (kN)	R _{h1} (kN)	R _{h2} (kN)
Max	165.6	28.8	14.22	9.54
Min	62.1	10.8	12.12	7.44

Tableau IV.4. Réaction d'un galet en charge.

IV. 3. 2. Les charges à considérer

a. Charges permanentes

Elle comprend tous les poids propre de tous les éléments constituant le chemin de roulement : Rail de roulement, poutre verticale de roulement, passerelle, poutre verticale latérale à la console supportant la passerelle.

b. Charges roulantes

Toutes les réactions verticales et horizontales des galets de roulement et éventuellement de guidage du pont.

Ces réactions sont fonction de :

- Poids du pont et son équipement.
- Poids du chariot et son équipement.
- La charge à lever et de ses accessoires.

c. charges mobiles appliqués sur la passerelle :

Elles sont dues à la circulation du personnel assurant la manœuvre d'entretien du pont ainsi qu'au poids du matériel nécessaire à la réparation éventuelle. (dans notre cas ça nécessite pas de mettre une passerelle par ce que on une charge moyenne).

IV. 3.3. Pré-dimensionnement de la poutre de roulement

Le calcul de la poutre du chemin de roulement se fait avec les charges les plus défavorables, soient les charges du pont roulant I selon le règlement "CCM97"

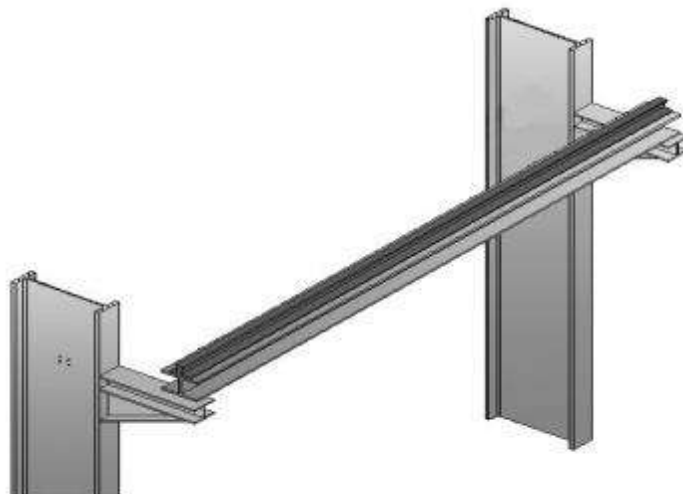


Figure IV.6: Schéma de la poutre de roulement

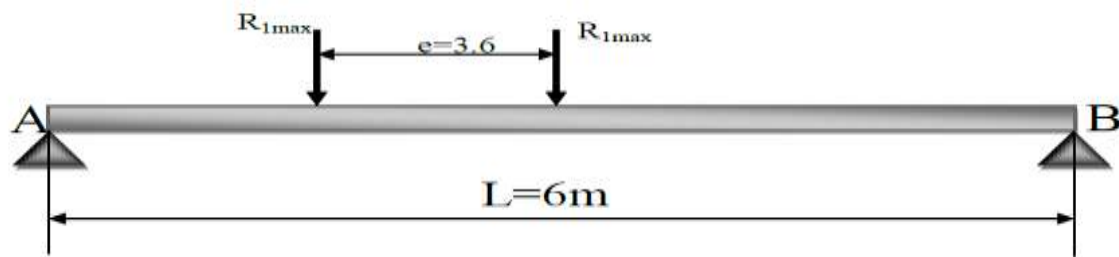


Figure IV.7 : Disposition des réactions des galets sur la PDR

Condition de flèche :

Le dimensionnement de la poutre de roulement se fait avec la condition de flèche. La flèche admissible est obtenue quand les deux charges sont en position symétrique par rapport au milieu de la poutre, il faut donc vérifier que :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$F_{max} = \frac{R_{Vmax} (l - e) \cdot [3l^3 - (l - e)^2]}{48 \times E \times I_y} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{750} = \frac{6}{750} = 8 \times 10^{-3}$$

$$F_{max} = \frac{R_{Vmax} (l - e)[3l^2 - (l - e)^2]}{48EI_y} \leq 8 \times 10^{-3}m$$

$$I_y \geq \frac{165.6(6 - 3.6)[3 \times 6^2 - (6 - 3.6)^2]}{48 \times 2.1 \times 10^8 \times 8 \times 10^{-3}} = 5.039 \times 10^{-4}m^4 = 50390cm^4$$

Donc on prend le profilé **HEB 400**.

HEB	I _y	I _z	W _{ply}	W _{plz}	T _f	A	P	H	B	T _w
400	Cm ⁴	Cm ⁴	Cm ³	Cm ³	Mm	Cm ²	Kg/m	Mm	mm	mm
	57680	10820	3232	1104	24	197.8	155	400	300	13.5

Tableau IV.5: caractéristiques de profilé HEB400.

IV.3.4.choix du rail :

le type est dimension du rail de roulement sont souvent fournis par le fabricant du pont roulant en fonction des conditions d'utilisation (charge, vitesse, portée...) et aussi en fonction du type de galet..

D'après tableau III (Recommandation CTICM) page69, charges admissibles sur un galet est: $R_{max} = 14.4T$, on utilise des profils spéciaux en acier A65 dont les Caractéristiques sont données par les recommandations du CTICM.

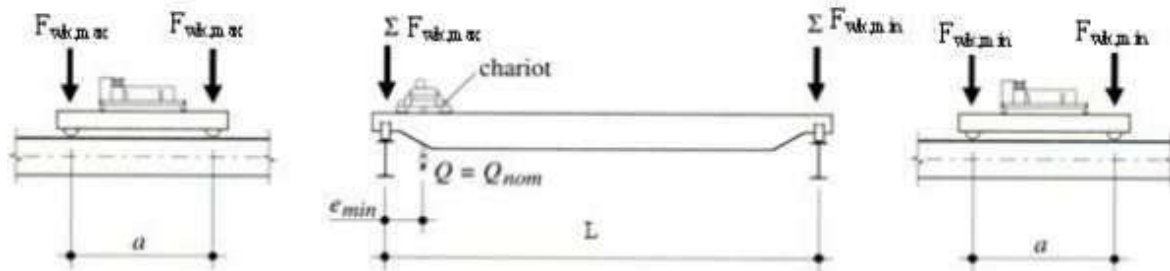


Figure-IV.8 : charges de galets sur le rail

Surface Cm ²	P(daN/ml)	I _y (cm ⁴)	W _y (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _z (cm ³)	K (mm)	H _r (mm)
55.4	43.5	327	73.7	609	69.6	65	75

Tableau VI.6 : caractéristiques du rail.

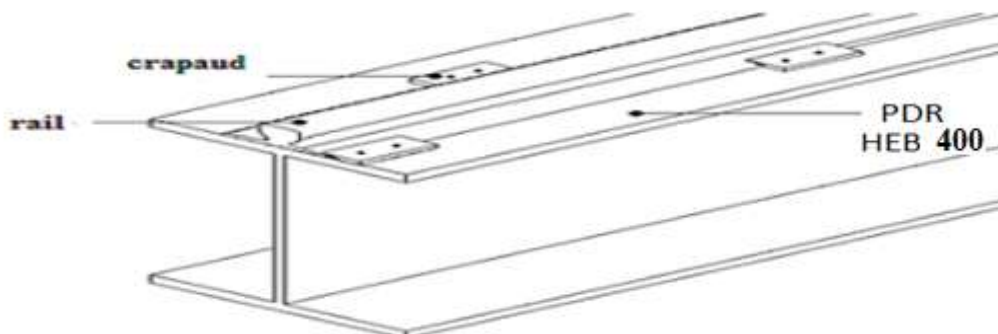
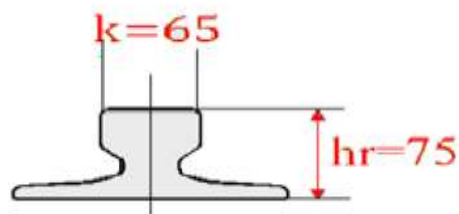


Figure-IV.9 : schéma (PDR+rail)

a) Vérification de la flèche verticale :

La vérification de la flèche sera faite pour les deux directions (horizontal et verticale). La flèche maximale sera obtenue en plaçant les deux galets du pont roulant symétriquement par rapport au milieu de la poutre de roulement.

-La flèche admissible δ_{\max} pour un pont roulant **de classe B.2, Groupe II** égale à $L/750$ (CTICM)

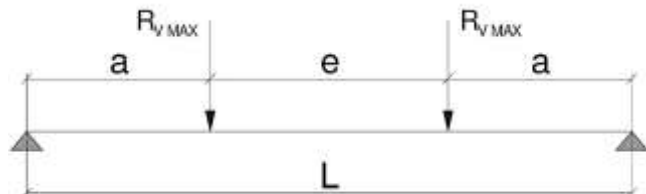
a. Vérification de la flèche verticale :

Le poids propre de la PDR : $P_p = 1.55 \text{ kn/m}$

Le poids du rail : $P_r = 0.435 \text{ KN/m}$.

$$q = P_p + P_r = 1.985 \text{ kn/m}$$

$$q = 1.985 \text{ kn/m}$$



1. Charge répartie

$$f_{1\max} = \frac{5ql^4}{384EI_y}$$

$$= \frac{5 \times 1.985 \times 6^4}{384 \times 2.1 \times 10^8 \times 57680 \times 10^{-8}} = 2.765 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_{2\max} = \frac{R_{V\max} (l - e)(3l^2 - (l - e)^2)}{48 \times E \times I_y}$$

$$= \frac{165.6(6 - 3.6)[3 \times 6^2 - (6 - 3.6)^2]}{48 \times 2.1 \times 57680} = 6.988 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$f_{\max} = f_{1\max} + f_{2\max} = 2.765 \times 10^{-3} + 6.988 \times 10^{-3}$$

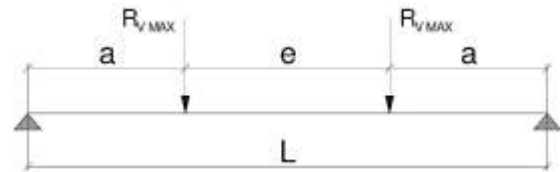
$$f_{\max} = 7.26 \times 10^{-3} < f_{adm} = 8 \times 10^{-3}$$

la flèche verticale est vérifiée

b) vérification de la flèche horizontale :

$$f_{\max} = \frac{R_{h1\max} [(1 - e)(3 \times l^2 - (1 - e)^2)]}{48 \times E \times I_{se}}$$

Avec :



$$I_{sz} = \frac{t_f \times b^3}{12} = \frac{2.4 \times 30^3}{12} = 5400 \text{cm}^4 = 0.54 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

D'où :

$$f_{1\max} = \frac{14.22 \times (6 - 3.6)[(3 \times 6^2) - (6 - 3.6)^2]}{48 \times 2.1 \times 10^8 \times 0.54 \times 10^{-4}} = 6.76 \times 10^{-3} \text{m} < f_{adm} = 8 \times 10^{-3}$$

La flèche horizontale est vérifiée.**IV.3.5.détermination des efforts :**

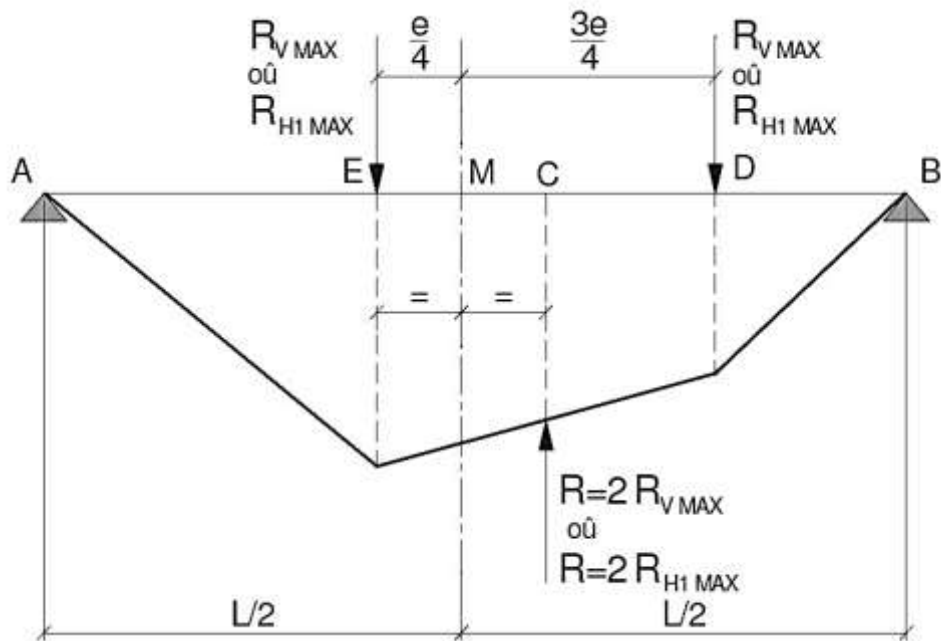
- **calcul des sollicitations :**

Comme indiqué au paragraphe IV.1 les poutres de roulements dans notre projet sont conçues en traçons de 6m de long supportés par deux appuis (isostatique).

- Calcul du moment fléchissant max :**

- **moment du aux charge mobiles :**

Le moment fléchissant maximum du aux charge mobile (réaction sur les galets) déterminé par le théorème de BARRE est défini comme suite :



$$M_{y \max} = R_{V \max} \frac{\left(\frac{L-e}{2}\right)^2}{2L} = 165.6 \frac{(6-\frac{3.6}{2})^2}{2 \times 6} = 243.432 \text{KNm} \quad (\text{Obtenue au point E})$$

$$M_{z \max} = R_{h1 \max} \frac{\left(\frac{L-e}{2}\right)^2}{2L} = 14.22 \frac{(6-\frac{3.6}{2})^2}{2 \times 6} = 20.9 \text{KNm} \quad (\text{Obtenue au point E})$$

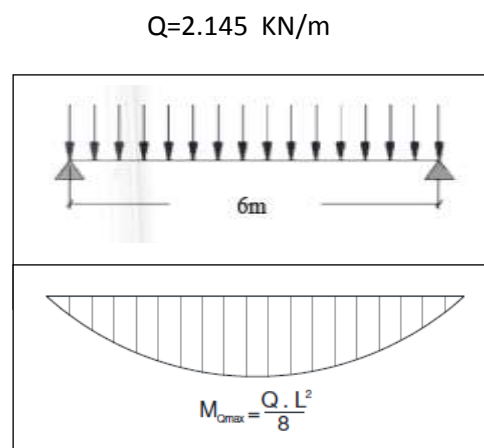
• **Moment du au poids propre du chemin de roulement :**

Le moment max du au poids propre de chemin de roulement sera déterminé en considérant le poids de la poutre de roulement ainsi que le poids du rail.

$$q = Pp + Pr$$

$$q = 1.55 + 0.435 = 1.985 \text{ kn/m}$$

$$M_{q \max} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1.985 \times 6^2}{8} = 8.932 \text{ KN.m}$$



- **Moment combinés pondérée :**

$$M_{y_{sd}} = 1.35 \times M_{q_{max}} + 1.5 \times M_{y_{max}}$$

$$= 1.35 \times (8.932) + 1.5 \times (243.432) = 377.21 \text{ KN/m}$$

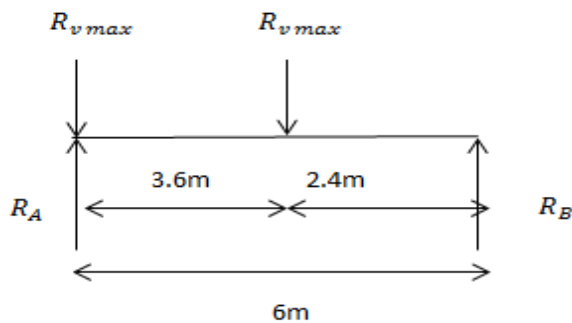
$$M_{z_{sd}} = 1.5 \times M_{z_{max}} = 1.5 \times 20.90 = 31.35 \text{ KN/m.}$$

- b. calcul de l'effort tranchant maximum :**

- **effort tranchant dû aux charges mobiles :**

L'effort tranchant maximum du aux charge mobiles est obtenue en plaçant ces charges le plus proche possible des appuis.

$$R_A + R_B = 2R_{v_{max}}$$



$$\Sigma M/A = 0$$

$$6R_B - 3.6R_{v_{max}}$$

$$R_B = \frac{3.6 \times 165.6}{6}$$

$$R_B = 99.36 \text{ kn.}$$

$$R_A = (2 \times R_{v_{max}}) - R_B = 231.84 \text{ KN.}$$

-calcul de $V_{z_{max}}$:

$$V_{z1} = -R_A + R_{v_{max}}$$

$$= -66.24 \text{ KN}$$

$$V_{z2} = -R_A + 2R_{vmax} = 99.36KN.$$

$$V_{zmax} = 99.36KN.$$

-calcul de $V_{y_{max}}$:

$$V_{y1} = -5.69KN.$$

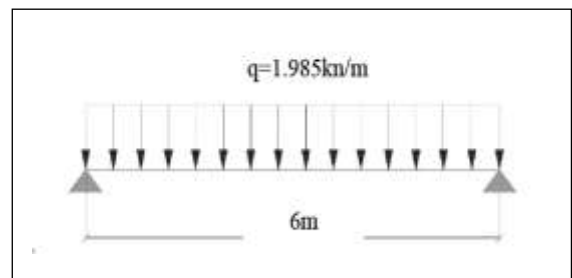
$$V_{y2} = 8.53KN.$$

$$V_{y_{max}} = 8.53KN.$$

- Effort tranchant dû au poids propre du chemin de roulement :

$$V_{qmax} = \frac{ql}{2} = \frac{1.985 \times 6}{2} = 5.955KN.$$

$$V_{qmax} = 5.955KN$$

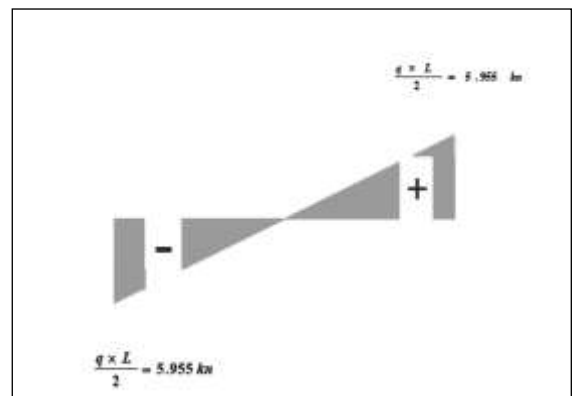


- Effort tranchant combinés pondérés :

$$V_{zsd} = 1.35 \times V_{qmax} + 1.5 \times V_{zmax}$$

$$V_{zsd} = (1.35 \times 5.955) + (1.5 \times 99.36) = 157.08KN.$$

$$V_{y_{sd}} = 1.5 \times V_{y_{max}} = 1.5 \times 8.53 = 12.8KN.$$

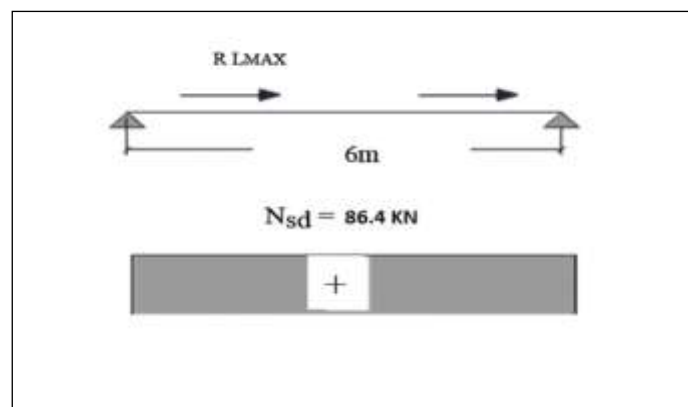


- c. Calcul de l'effort normal maximum :

Les charges horizontales longitudinales impliqueront dans la poutre de roulement un effort normal de compression.

$$N_{sd} = 1.5 \times 2 \times RL_{max}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times 2 \times 28.8 = 86.4KN.$$



IV.3.6.Vérification de la flexion bi-axiale composée :

Les éléments à section transversale sollicités en flexion bi-axiale et en compression axiale doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

- Flexion composée avec risque de flambement

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times N_{PLrd}} + \frac{K_y \times M_{ysd}}{M_{plyrd}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{M_{plzrd}} \leq 1.0$$

-flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_Z \times N_{PLZrd}} + \frac{K_{LT} \times M_{ysd}}{X_{LT} \times M_{PLYrd}} + \frac{K_Z \times M_{zsd}}{M_{Plzrd}} \leq 1.0$$

a. Calcul de classe de HEB400 :

-classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = 117.5/24 = 4.89 < 10\varepsilon \dots\dots\dots \text{semelle est de classe 01}$$

-classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = 298/13.5 = 22.074 < 72\varepsilon \dots\dots\dots \text{âme est de classe 01.}$$

Donc la section HEB400 est de classe 01.

b. Vérification de la section transversale :**• Indice de l'effort tranchant avec le moment fléchissant :**

$$V_{Zsd} \leq 0.5V_{PLrd}$$

Avec :

$$V_{PLrd} = A_{VZ} \left(\frac{\frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma M_0} \right)$$

$$V_{PLZrd} = 69.98 \times \left(\frac{\frac{23.5}{\sqrt{3}}}{1.1} \right) = 863.15 \text{KN.}$$

$$V_{Zsd} = 157.73 \text{KN} < 0.5V_{PLZrd} = 431.575 \text{KN.}$$

Condition vérifiée.

Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

$$N_{PLZrd} = \left(A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right) = 197.8 \times \frac{23.5}{1.1} = 4225.727 \text{KN.}$$

$$N_{sd} = 86.4 \text{KN} < 0.25N_{PLZrd} = 1056.43 \text{KN. Condition vérifiée.}$$

Et :

$$N_{sd} < 0.5 \times A_W \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{Avec : } A_W = A - (2bt_f) = 5380 \text{mm}^2.$$

$$N_{sd} = 86.4 \text{KN} < 0.5 \times 5380 \times 10^{-2} \times \frac{23.5}{1.1} = 574.6818 \text{KN.}$$

Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées alors il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort normal.

c. Vérification de l'élément aux instabilités :

• Flambement par rapport à yy :

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{6}{17.08 \times 10^{-2}} = 35.13.$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{35.13}{93.9} = 0.376$$

$$\frac{h}{b} = \frac{400}{300} = 1.33 > 1.2$$

$t_f = 24\text{mm} < 40\text{mm}$ Avec axe de flambement y-y d'où courbe a avec $\alpha = 0.21$

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.21 \times (0.376 - 0.2) + 0.376^2] = 0.59.$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.57 + \sqrt{0.59^2 - 0.376^2}} = 0.96.$$

- **Flambement par rapport à z-z :**

$$\lambda_z = \frac{l_z}{I_z} = \frac{6}{7.40 \times 10^{-2}} = 81.1$$

$$\lambda_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{81.1}{93.9} = 0.864$$

$$\frac{h}{b} = \frac{400}{300} = 1.33 > 1.2$$

$t_f = 24\text{mm} < 40\text{mm}$ Axe de flambement z-z d'où courbe b avec $\alpha = 0.34$.

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.34 \times (0.864 - 0.2) + 0.864^2] = 1.$$

$$\chi_z = \frac{1}{1 + \sqrt{1^2 - 0.864^2}} = 0.665$$

$$\chi_{\min} = \min[\chi_y, \chi_z] = [0.96, 0.665] = 0.665.$$

- d. détermination des coefficients K_y, K_{LT}, K_z :**

$$\beta_{mz} = 1.4, \quad \beta_{my} = 1.4$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_z - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right)$$

$$\mu_z = 0.864 \times [(2 \times 1.4) - 4] + \left(\frac{1104 - 721.3}{721.3} \right) = -0.51$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N s d}{\chi_z \times A \times f_y} = 1 - \left(\frac{-0.51 \times 86.4}{0.665 \times 197.8 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}} \right) = 1.014.$$

$$(\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \beta_{LT} - 0.15 = 0.15 \times 0.864 \times 1.4 - 0.15 = 0.031 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{0.031 \times 86.4}{0.665 \times 19780 \times 0.235} = 1$$

$$[\mu_y = 0.376 \times [(2 \times 1.4) - 4] + \left[\frac{3232 - 2884}{2884} \right]] = -0.330 < 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.330 \times 86.4}{0.96 \times 19780 \times 0.235} = 1.0$$

calcul de coefficient de réduction :

C1=1.046 pour K=1 d'après **tableau 5 figure 5.5.3 l'EUROCODE 3**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{6000/74}{\sqrt{c_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{74}{400} \right)^2 \right]^{0.25}} = 65.22$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{65.22}{93.9} = 0.7 > 0.4 \text{ il y a risque de déversement}$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \text{ (Profilé laminé)}$$

$$\phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 \times (0.7 - 0.2) + 0.7^2] = 0.80.$$

$$X_{LT} = \frac{1}{0.80 + \sqrt{0.80^2 - 0.7^2}} = 0.842 < 1.0.$$

Vérification de la flexion composée avec risque de flambement:

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_y \times M_{y,sd}}{W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_z \times M_{z,sd}}{W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

$$\frac{86.4}{0.665 \times 197.8 \times 10^4 \times 235000/1.1} + \frac{1 \times 377.21}{3232 \times 10^{-6} \times 235000/1.1} + \frac{1.014 \times 31.35}{1104 \times 10^{-6} \times 235000/1.1}$$

$$= 0.56 < 1.0$$

La flexion composée avec risque de flambement est vérifiée.

Vérification de la flexion composée avec risque de déversement :

$$\frac{86.4}{0.665 \times 197.8 \times 10^4 \times 235000 / 1.1} + \frac{1 \times 377.21}{0.842 \times 3232 \times 10^{-6} \times \frac{235000}{1.1}} + \frac{1.03 \times 31.35}{1104 \times 10^{-6} \times \frac{235000}{1.1}}$$

$$= 0.65 < 1.0.$$

La flexion composée avec risque de déversement est vérifiée.

IV.3.7.vérification du cisaillement :

- sous l'effet de la charge horizontale :

$$V_{ysd} \leq V_{ply.rd}$$

$$A_{vy} = A - A_{vz} = (197.8 - 69.98) \times 10^2 = 127.82 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{ply.rd} = \frac{A_{vy} \times \frac{fy}{\sqrt{3}}}{\gamma_{m0}} = 1576.570 \text{ kn}$$

$$V_{ysd} = 12.8 \text{ KN} < V_{ply.rd} = 1576.570 \text{ kn}$$

-sous l'effet de la charge verticale :

$$V_{zsd} \leq V_{plz.rd}$$

$$V_{plz.rd} = \frac{A_{vz} \times \frac{fy}{\sqrt{3}}}{\gamma_{m0}} = 863.15 \text{ KN}$$

$$V_{zsd} = 157.73 \text{ KN} < V_{plz.rd} = 863.15 \text{ KN} \quad \text{Cisaillement vérifiée.}$$

IV.4.vérification du support du chemin de roulement :

IV.4.1.Pré dimensionnement du support :

Pc : poids propre de HEA400

$$P_c = 1.25 \text{KN/ml.}$$

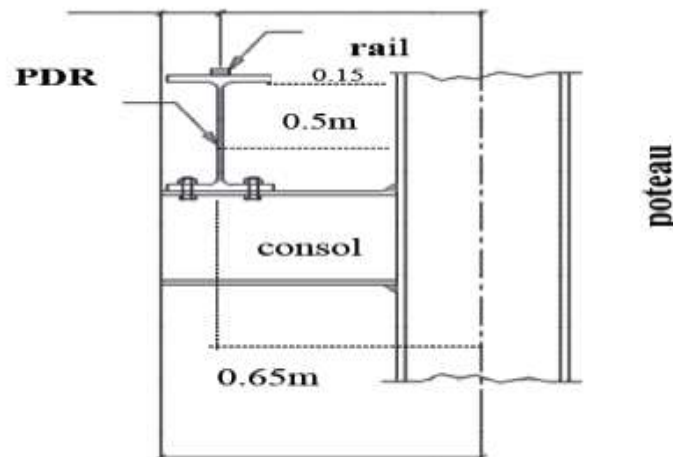


Figure IV.10 : Detaille du support du chemin de roulement

a. poids propre de chemin de roulement :

$$P_{cr} = \frac{ql}{2} = \frac{1.985 \times 6}{2} = 5.955 \text{KN.}$$

b. charge verticale

$$P_{vmax} = R_{vmax} \times 2 \left[\frac{L - \frac{e}{2}}{L} \right] = 2 \times 165.6 \left[\frac{6 - \frac{3.6}{2}}{6} \right] = 231.84 \text{KN.}$$

c. charge horizontale :

$$R_{Hmax} = 2 \times R_{Lmax} = 2 \times 28.8 = 57.6 \text{KN.}$$

IV.4.2.calcul des sollicitations internes :

a. sous charges verticale :

$$M_{y1} = P_{cr} \times l + \frac{p_c \times l^2}{2}$$

$$M_{y1} = 5.955 \times 0.5 + \frac{1.25 \times 0.65^2}{2} = 3.24 \text{KN.m}$$

$$V_{z1} = P_{cr} + P_c \times l = 5.955 + 1.25 \times 0.65 = 6.767 \text{KN.}$$

$$M_{y2} = P_{vmax} \times L = 231.84 \times 0.5 = 115.92 \text{KN.m}$$

$$V_{z2} = P_{vmax} = 231.84KN.$$

- **Effort combiné pondérés :**

$$M_{y ds} = 1.35 M_{y1} + 1.5 M_{y2} = 178.61KN.m$$

$$V_{zsd} = 1.35 V_{z1} + 1.5 V_{z2} = 357.67 KN$$

- b. sous charges horizontal :**

$$M_{z2} = P_{hmax} \times l = 57.6 \times 0.5 = 28.8KN.m$$

$$V_{z2} = P_{hmax} = 57.6 KN.$$

- **Effort combines pondérés:**

$$M_{zsd} = 1.5 M_{z2} = 43.2KN.m$$

$$V_{zsd} = 1.5 V_{z2} = 86.4KN.$$

IV.4.3.vérification de la flexion bi axiale :

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{plyrd}} \right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{plzsd}} \right]^{\beta} \leq 1.0.$$

Avec $\alpha = \beta = 1.0$.

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2562 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 547.3KN.m$$

$$M_{plzrd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{872.9 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1.1} = 186.484KN.m$$

$$\frac{178.65}{547.3} + \frac{43.2}{186.484} = 0.56 < 1.0.$$

Condition vérifiée.

IV.4.4.vérification de déversement :

$$\frac{M_{ysd}}{M_{brd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} \leq 1.0$$

a. Classification de la console :• **Classe de la semelle :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{19} = 7.89 < 10\varepsilon$$

Semelle est de classe 01.

• **Classe de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298}{11} = 27.09 < 72\varepsilon$$

L'âme est de classe 01.

Donc la section **HEA400** est de classe 01.

b. Calcul du moment résistance au déversement $M_{b,rd}$:

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma m_1} = \chi_{LT} \times \beta_w M_{plyrd}$$

Avec $\beta_w = 1.0$ pour les section de classe 1et2 (HEA450 est de classe 01)

D'où : $M_{b,rd} = \chi_{LT} \times M_{plyrd}$.

c. Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l}{iz}}{\sqrt{c1[1 + \frac{1}{20} * \left(\frac{\frac{l}{iz}}{\frac{l}{if}}\right)^2]^{0.25}}} = 6.64$$

Avec : $C1 = 1.88 - 1.4\Psi + 0.5\Psi^2 \leq 2.7$

$C1 = 1.88$ avec : $\Psi = \frac{M_a}{M_b} = 0$ (poutre simplement appuyée)

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{6.64}{93.9} = 0.071$$

$$\frac{h}{b} = \frac{400}{300} = 1.33 < 2 \text{ (courbe de flambement a avec } \alpha_{LT} = 0.21 \text{.)}$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0.49$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 1.026$$

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \times M_{plyr d} = 1.026 \times 547.3 = 561.529.$$

$$\frac{178.65}{561.529} + \frac{43.2}{186.484} = 0.54 < 1.0$$

Condition vérifiée

.IV.4.5.vérification de la flèche :

- **Sous charge verticale :**
- **Charge de P_{Vmax} et P_{cr} :**

$$(P_{vmax} + P_{cr}) \times \frac{l^3}{3 \times E I_y} < \frac{l}{750}$$

$$\frac{(231.84 + 5.955) \times 0.5^3}{3 \times 2.1 \times 10^8 \times 45070 \times 10^4} = 1.05 \times 10^{-16} m < \frac{0.65}{720} = 9.03 \times 10^{-4} m.$$

Charge de poids propre de HEA400 :

$$\frac{5ql^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.2 \times 0.65^3}{348 \times 2.1 \times 10^8 \times 45070 \times 10^4} = 5 \times 10^{-20} < f_{adm} = 9.03 \times 10^{-4} m.$$

- **Sous charge horizontale :**

$$\frac{P_{Hmax} \times l^3}{3 \times E \times I_z} < \frac{l}{750}$$

$$\frac{57.6 \times 0.5^3}{3 \times 2.1 \times 10^8 \times 8564 \times 10^4} = 1.33 \times 10^{-16} m < f_{adm} = 9.03 \times 10^{-4} m.$$

La flèche est vérifiée.

IV.4.6.vérification de cisaillement :

$$V_{ysd} < V_{ply.rd} = A_{vy} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \gamma_{m0}}$$

$$A_{vy} = A - A_{vz} = 10167 \text{mm}^2$$

$$V_{ysd} = 86.4 \text{KN} < V_{ply.rd} = \frac{10167 \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 1254.03 \text{KN}.$$

$$V_{zsd} = 357.71 \text{KN} < V_{plz.rd} = \frac{5733 \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 707.125 \text{KN}.$$

Le cisaillement est vérifié.

Conclusion :

- **HEB 400** : convient comme poutre de roulement.
- **A65** : convient comme rail
- **HEA 400** : convient comme supporte de chemin de roulement

Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre. Produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent les vies humaines. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels. Pour cela l'application **de règles parasismiques** actuelles "**RPA99 version 2003**" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sismiques sauf pour la zone 0 (sismicité négligeable).

V.1.Choix de la méthode de calcul :

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

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

Les deux dernières méthodes sont utilisées dans tous les cas, mais la première méthode, nommé méthode statique équivalente, pour qu'elle soit appliquée, il faut que la structure vérifie un certain nombre de conditions.

Pour notre projet, nous avons choisi d'utiliser la méthode statique équivalente. Le choix de cette méthode est particulièrement dicté par la simplicité de l'ouvrage, sa hauteur limité ($h=11.62 < 66m$) et sa régularité en plan ($\frac{66}{43.28} = 1.52 < 4$) et en élévation. D'une manière générale, notre structure satisfait toutes les conditions énumérées dans **l'article 4.1.2 des règles RPA99 version 2003** pour l'utilisation de la méthode statique équivalente. Le principe de cette méthode est le remplacement des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ Caractéristiques du hangar étudié :

- Wilaya d'implantation : Tizi-ouzou.
- Zone IIa : sismicité moyenne.
- Groupe d'usage 3 : Construction industrielle
- Catégorie du site : Site 3 (sol meuble).

V.2. Calcul de la force sismique totale :(art 4.2.3 RPA99/03)

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

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

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

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

Dans notre cas :

- Zone IIa
 - Groupe d'usage 3
-  **A= 0.10**

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

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

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

➤ Calcul du facteur de correction d'amortissement η :

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

Le pourcentage d'amortissement critique ξ :

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

Dans notre cas :

Nous avons un portique en acier avec remplissage dense.

D'après le tableau (4.2) $\xi = 4\%$.

$$\text{D'où : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+4}} = 1.08 > 0.7$$

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure T :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante

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

- h_n : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). **$h_n = 11.62\text{m}$** .
- C_t : coefficient en fonction de système de contreventement et du type de remplissage.

Donné par le tableau (4.6).

On a : Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie :

$$C_t = 0.085$$

$$\text{Donc : } T_x = 0.085 \cdot (11.62)^{3/4}$$

$$T_x = 0.53\text{s}$$

Dans le sens longitudinal :

$C_t = 0.05$ (contreventement assuré partiellement ou totalement par des palées triangulés)

(RPA99 PAGE46)

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul $D = 66$

$$T_y = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} = 0.09 \frac{11.62}{\sqrt{66}}$$

$$T_y = 0.13\text{s}$$

$$T = \min(T_x, T_y) = 0.13\text{s}$$

Calcul du T_2 :

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

On a un sol de catégorie de 3 (S3)

- **$T_2 = 0.5\text{ s}$**

On a donc :

$$0 < T = 0.13\text{s} < T_2 = 0.5$$

$$\text{Alors } D = 2.5\eta = 2.5$$

c) Coefficient de comportement global de la structure (R) :

(Tableau 4.3 du RPA99/03)

$R_x = 4$ (portique auto stables qui résiste aux forces sismiques)

$R_y = 4$ (palées triangulées en forme de X qui reprennent les forces sismique).

d) Facteur de qualité (Q) :

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

- La redondance et la géométrie des éléments.
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum p_q$$

critère Q	Sens longitudinal	Sens transversal
Condition minimal sur les filles Porteuses	0	0.05
La redondance en plan	0.05	0
La régularité en plan	0	0
La régularité en élévation	0	0
Contrôle de qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de qualité de l'exécution	0.1	0.1

Tableau V.1-valeurs des pénalités Pq.

$$Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.2$$

e) Calcul de poids de la structure (W) :

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \text{ (Formule (4.5))}$$

- W : poids total de la structure.
- W_{Gi} : poids du aux charges permanentes
- W_{Qi} : charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

- Valeurs du coefficient de pondération β

$\beta = 0.5$ (**Entrepôts, hangars**) (Tableau 4.5)

Elément	Type	Poids propre (kn/m)	Nombres de chaque élément	Longueur de chaque élément	La charge w (kn)
Poteau	HEA 450	1.4	33	10	462
Poutre de roulements	HEB 400	1.55	4	66	409.2
Rail	A65	0.435	4	66	114.84
Pont roulant	/				490
Potelet 1	IPE 330 0	0.57	4	11.62	26.49
Potelet 2	IPE 330 0	0.57	8	10.81	49.29
Lisse de long pan	UAP 200	0.251	10	66	165.66
Lisse de pigne	UAP175	0.212	20	43.28	183.5
Panne	IPE 180	0.188	28	66	347.424
Couverture de versant de toiture	12	0.12		2888.43	347
Couverture de long pan	12+5	0.17		1320	224.4
Couverture de pigne	12+5	0.17		935.71	159.07
Palée de stabilité	UPN160	0.24	2	84.85	40.72
Poutre au vent	L50 x 50 x 6	0.0447		135.76	6.1
Traverse	IPE 550	1.06	48	10.94	556.63
$\sum W_{Gi}$					3581

Tableau V.2 : Charges permanentes W_{Gi} de toute la structure

$$W_{Gi} = 3581 \text{ KN}$$

$$W_{Qi} = P_{neige} \times \text{Stoiture} = 0.3 \times 2888.43 = 866.53 \text{ KN}$$

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

$$W = 3581 + 0.5 \times 866.53$$

$$W = 4014.26 \text{ KN}$$

f) Calcul de la force sismique :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{4} \quad W = \frac{0.10 \times 2.5 \times 1.2}{4} \times 5674 = 426$$

$$V = 426 \text{ KN}$$

V.2.1 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$f_i = \frac{(v - f_t)w_h}{w_h}$$

Avec :

F_i : force horizontale appliquée au niveau i

F_t : la force concentrée au sommet de la structure ($F_t = 0.13 \times W = 55.71 \text{ KN}$).

W : poids total de la structure (**5701.865 KN**).

V : la force sismique totale

h : la hauteur de chaque niveau

Sens longitudinal sens X :

$$F_{tx} = 0$$

$$F_{ix} = (V_x - F_{tx})$$

$$\Rightarrow F_{ix} = V_x$$

$$\Rightarrow F_{ix} = 426 \text{ KN}$$

Sens transversal sens Y :

$$F_{ty} = 0$$

$$F_{iy} = (V_y - F_{ty})$$

$$\Rightarrow F_{iy} = V_y$$

$$\Rightarrow F_{iy} = 426 \text{ KN}$$

Les sollicitations dues au vent plus défavorable (sens V1 pignon)

$$V = 114.95 \text{ daN/m}^2 \text{ (chapitre 02)}$$

$$V = 114.95 \times 2888.43 \text{ (Stoiture)}$$

$$V = 332025.023 \text{ daN} = 3320.25 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V > V_x$$

$$\Rightarrow V > V_y$$

CONCLUSION

Les sollicitations dues au vent sont plus importantes que celles dues au séisme, ainsi nous retiendrons uniquement l'action du vent pour le dimensionnement des portiques et du contreventement de l'ouvrage.

INTRODUCTION :

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

VI.1.Dispositions des contreventements :

Les contreventements sont disposés dans les plans des versants de la toiture dans la travée centrale (6^{ème} travée), dans le but de reprendre les efforts longitudinaux dus au vent, vu que le portique principal joue le rôle du contreventement transversal. Ils sont composés principalement d'une poutre au vent qui reçoit les efforts du vent et les transmet vers les palées de stabilité qui joue le rôle des appuis de cette poutre à treillis et les transmettent vers le sol de fondation.

VI.2.Calcul de la poutre au vent en pignon :

Cette poutre sera calculée comme une poutre treillis reposant sur deux appuis (palées de stabilité). Elle sera soumise à des forces horizontales

VI.2.1.Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

VI.2.2 Évaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :

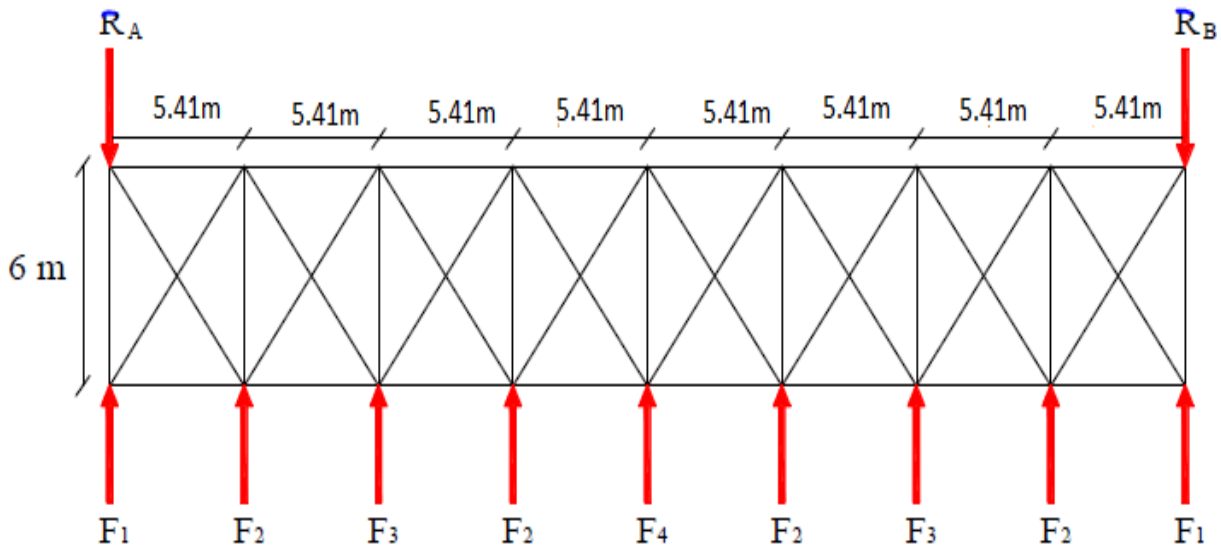
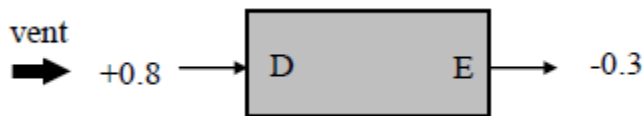


Figure : VI.1. Schéma statique de la poutre au vent.

Comme on l'a vu dans l'étude au vent (chapitre 2) :

– La valeur de C'est donnée ci-dessous



- Le coefficient de réduction

$$\Sigma Cr = Ced + CeE = 0.8 + 0.3 = 1.1$$

- La pression dynamique :

$$q_{pz} = q_{réf} \times ce = 37.5 \times 1.790 = 67.125 \text{ daN/m}^2$$

La pression du vent :

$$v = w(z) = q_p(Z) \times \sum Cr \times Cd = 67.125 \times 1.1 \times 1 = 73.84 \text{ daN/m}^2$$

– On a aussi une force de frottement (cas de vent perpendiculaire au pignon) :

$$Ffr = 67.125 \times 0.04 \times 854.27 = 2300 \text{ daN (chapitre 2).}$$

a) **Calcul des efforts horizontaux F_i :**

$$F1 = \left(V \times \frac{h1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{Ffr}{8} = \left(73.84 \times \frac{10}{2} \times \frac{21.64}{8} \right) + \frac{2300}{8} = 998.69 \text{ daN}$$

$$F2 = \left(V \times \frac{h2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{Ffr}{4} = \left(73.84 \times \frac{10.81}{2} \times \frac{21.64}{4} \right) + \frac{2300}{4} = 2159.16 \text{ daN}$$

$$F3 = \left(V \times \frac{h3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{Ffr}{4} = \left(73.84 \times \frac{11.62}{2} \times \frac{21.64}{4} \right) + \frac{2300}{4} = 2320.95 \text{ daN}$$

b) **Effort de traction dans les diagonales :**

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

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

Par la méthode des coupures

On établit que l'effort F_a dans les diagonales d'extrémité (les plus sollicitées) est donné comme suit :

$$F_d \cdot \cos \theta + F1 = R$$

Avec :

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{2(F1 + F2) + F3}{2} = \frac{2(998.69 + 2159.16) + 2320.95}{2} = 4318.325 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{5.41}{6} = 0.9 \quad \text{avec} \quad \tan^{-1}(\theta) = 42^\circ$$

$$\text{D'où : } F_d = \frac{R - F1}{\cos \theta}$$

$$F_d = \frac{4318.325 - 998.69}{\cos 42^\circ} = 4467$$

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d = 6700.7 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 67.05 \text{ KN}$$

• **Section de la diagonale :**

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{6700 \times 10^{-2} \times 1.1}{23.5} = 3.14 \text{ cm}^2$$

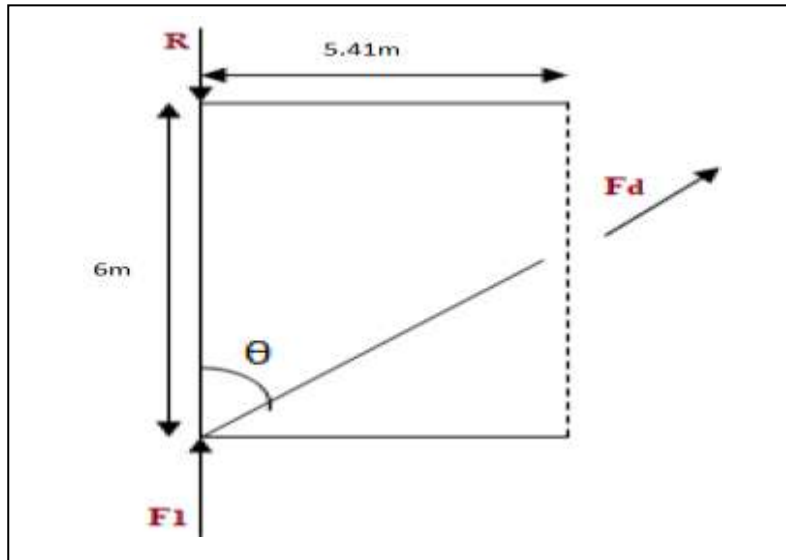
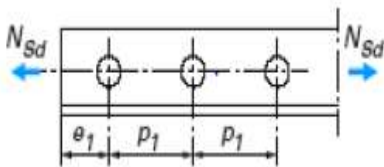


Figure : VI.2.L'effort Fa dans la diagonale d'extrémité.

On opte pour une cornière de L50x50x6 d'une section $A=5.69\text{cm}^2$ un boulon de 12 mm et un trou de 13mm

Section nette : $A_{net} = 5.69 - 0.6 \times 1.3 = 4.91\text{cm}^2$



VI.2.3.Vérification à la résistance ultime de la section nette :

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u;rd} = \frac{B \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

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

Tableau VI.1.coefficients minorateurs β_1 et β_2 .

Où : β est le coefficient min orateur donné dans le tableau1 en fonction de l'entraxe P_1 des trous.

Exemple : attache de 3 boulons ou plus

$P = 100\text{mm}; e = 25\text{mm}$

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

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

Donc : $\beta = \beta_3 = 0.7$

$$NuRd = \frac{0.7 \times 4.91 \times 36}{1.25} = 98.98 \text{KN}$$

$$Nsd = 67 \text{KN} < NuRd = 98.98 \text{ OK}$$

Conclusion:

Une cornière de L50x50x6 avec des boulons de 12 mm et trous de 13 mm convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent

VI.3.Vérification des pannes (montant de la poutre au vent) à la sécurité :

Le montant de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviée sous l'action de charge verticales, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion déviée composée. Les formules de vérification sont les suivantes :

VI.3.1.Vérification de la section à la résistance :

Section de classes 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_{y.s.d}}{M_{ny.r.d}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.s.d}}{M_{nz.s.d}}\right)^\beta \leq 1$$

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

$$n = \frac{Nsd}{Npl.r.d}$$

$$M_{ny.r.d} = M_{ply.r.d} \left(\frac{1-n}{1-0.5\alpha}\right) \quad M_{nz.r.d} = M_{plz.r.d} \left(\frac{(1-\alpha)^2}{1-\alpha}\right)$$

$A_w = A - 2b \cdot t_f$; aire de l'ame

$$\alpha: \min\left(\frac{A_w}{A}; 0.5\right)$$

$$M_{ply.r.d} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma M_0} \quad M_{plz.r.d} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma M_0}$$

VI.3.2.Charges et surcharges revenant à la panne intermédiaire :

Flexion déviée : (voir le calcul chapitre 02).

$$G = 53.38 \text{ daN/ml}$$

$N = 54 \text{ daN/ml.}$

Compression : (voir le calcul de contreventement)

$V = F2 = 2159.16 \text{ daN}$

a- Combinaison des charges :

1) $1.35G + 1.35N + 1.35V$

2) $Qsd = 1.35G + 1.35N$

3) $Nsd = 1.35V = 2914.87 \text{ daN}$

$Qsd = 1.35G + 1.5N = 1.35 \times 53.384 + 1.5 \times 54 = 144.963 \text{ daN/ml}$

$Qzsd = Qsd \times \cos \alpha = 144.963 \times \cos 8.53 = 143.36 \text{ daN/ml}$

$Mysd = \frac{Qzsd \cdot l^2}{8} = \frac{143.36 \times 6^2}{8} = 647.12 \text{ daN.m}$

$Qysd = Qsd \times \sin \alpha = 144.963 \times \sin 8.53 = 21.5 \text{ daN.m}$

$MZsd = \frac{Qysd \cdot (l/2)^2}{8} = \frac{21.5 \times (6/2)^2}{8} = 24.19 \text{ daN.m}$

$Nsd = 1.35 \times V = 1.35 \times 2159.16 = 2914.87 \text{ daN}$

Caractéristique géométrique de l'IPE180 :

Profilé IPE 180	Dimensions						Caractéristiques de calcul					Moment D'inertie de torsion	Moment D'inertie de gauchissement
	H	B	T _w	t _f	r	d	W _{pl,y}	W _{pl,z}	A _{vz}	A _{vy}	I _z	I _t	I _w
	Mm	Mm	mm	mm	mm	mm	cm ³	cm ³	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁶
	180	91	5.3	8	9	146	166	34.6	11.3	12.6	101	4.79	7.43x10 ³

Tableau VI.2: Caractéristiques géométriques de l'IPE 180.

$M_{ply;rd} = W_{pl;y} \times \frac{fy}{\gamma M0} = \frac{34.6 \cdot 23.5}{1.1} = 739.18 \text{ daN/ml}$

$M_{plz;rd} = \frac{w_{pl;z} \times fy}{\gamma M0} = \frac{166 \cdot 23.5}{1.1} = 3546.36 \text{ daN/ml}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{23.9 \times 2350}{1.1} = 51059.09 \text{ daN} = 510.59 \text{ KN}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{2914.87}{51059.09} = 0.057$$

$$\beta = 5n = 5 \times 0.057 = 0.28 < 1$$

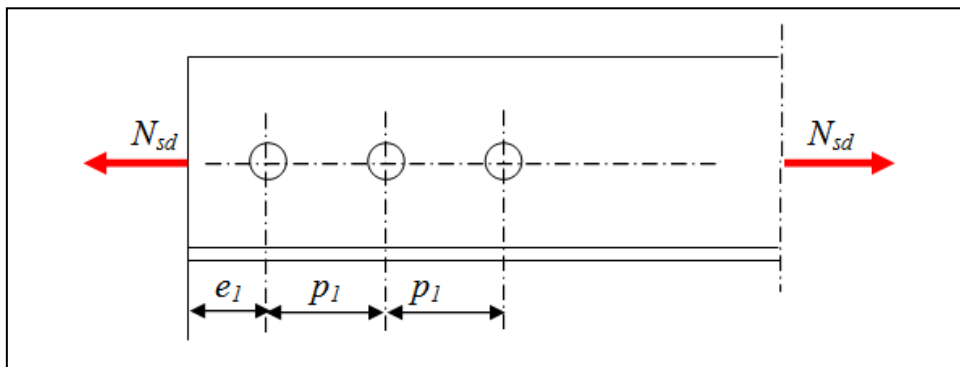
a- Incidence de l'effort tranchant :

Si $V_{sd} < 0.5 V_{Pl,Rd}$ \longrightarrow il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

Remarque : à 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.

b- Incidence de l'effort normal :

Si $N_{sd} < \min(0.25N_{pl,Rd}; 0.5A_w \cdot f_y / \Gamma M_0)$, il n'y a pas d'interaction entre le moment résistance et l'effort normal.



$$0.25N_{pl,Rd} = 0.25 \times 51059.09 = 12764.7 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 23.9 - 2 \times 9.1 \times 0.8 = 9.34 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.5A_w \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{0.5 \times 9.34 \times 2350}{1.1} = 9976.81 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2914.87 \text{ daN} < \min(12764.7; 9976.81) = 9976.81 \text{ daN}$$

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

Pas de réduction de moment de résistance plastique :

$$M_{ny.Rd} = Mply.Rd$$

$$M_{nz.Rd} = Mplz.Rd$$

La formule de vérification est suivante :

$$\left[\left(\frac{My.sd}{Mply.Rd}\right)\right]^\alpha + \left[\left(\frac{Mz.sd}{Mplz.Rd}\right)\right]^\beta \leq 1.0$$

$$a = 2 ; \beta = 5n < 1 ; n = 0.057$$

$$\beta = 5n = 5 \times 0.057 = 0.28$$

$$\left[\frac{647.12}{3546.36}\right]^2 + \left[\frac{24.19}{739.18}\right]^{0.24} = 0.47 \leq 1.0 \dots \dots \dots \text{ok}$$

VI.3.3Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à l’instabilité :

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Semelle supérieure :

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

Semelle inférieure :

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

a- Combinaison a l’ELU :

Avec :

$$G = 53.38 \text{ daN/ml charge permanente}$$

$$V = -218.4 \text{ daN/ml ; vent de soulèvement (chapitre 3)}$$

$$G - 1.5V$$

$$Qzsd = Gx\cos\alpha - 1.5V$$

$$Qysd = 1.35Gx\sin\alpha$$

$$Nsd = 1.5V$$

$V' = F2 = 2159.16 \text{ daN}$ effort de compression du vent revenant à la panne intermédiaire (montant de la poutre au vent)

Charge de flexion : (voir calcul des pannes)

$$Qz ; sd = G\cos\alpha - 1.5V = 53.38\cos 8.53 - 1.5 \times 218.4 = -274.81 \text{ daN/ml}$$

$$Qy ; sd = 1.35Gsina = 1.35 \times 53.38sina = 10.69 daN/m$$

$$Mysd = \frac{Qzsd.l^2}{8} = \frac{274.81x6^2}{8} = 1236.64daN.m$$

$$MZsd = \frac{Qysd.l^2}{8} = \frac{10.69x(6/2)^2}{8} = 12.026daN.m$$

Charge de compression : (voir calcul de contreventement)

$$Nsd = 1.35xV = 1.35x2159.16 = 3238.74 daN$$

b- Les formules de vérification aux instabilités sont les suivantes :

Flexion déviée composée avec risque de flambement :

$$\frac{Nsd}{\psi_{min}.Npl,Rd} + \frac{ky.My,sd}{Mply,Rd} + \frac{Kz.Mzsd}{Mpl.zrd} \leq 1$$

Flexion déviée compose avec risque de déversement :

$$\frac{Nsd}{\chi_z.Npl,Rd} + \frac{kLT.My,sd}{\chi_z.Mply,Rd} + \frac{Kz.Mzsd}{Mpl.zrd} \leq 1$$

c- Calcul de coefficient de réduction X_{min} :

$$X_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z)$$

Flambement par rapport à l'axe fort yy' (dans le plan) :

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right)\sqrt{\beta A} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} ; (\beta A = 1 ; classe1)$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{7.42} = 80.86 \text{ et } \lambda_1 = 93.9 \text{ car } \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = 80.86/93.9 = 0.86$$

courbe de flabement :

$$h/b = 180/91 = 2 > 1.2 \rightarrow \text{Axe de flambement y-y} \rightarrow \text{courbe a } (\alpha_y = 0.21)$$

De tableau du coefficient de flambement $X_y = 0.7597$

Flambement par rapport à l'axe faible zz' (hors plan) :

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right)\sqrt{\beta A} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} ; (\beta A = 1 ; classe1)$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{2.05} = 146.34 \text{ et } \lambda_1 = 93.9 \text{ car } \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{146.34}{93.9} = 1.55$$

Le tableau 5.5.3 de l'eurocode 3 ;partie 1-1 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section :

$$h/b = 180/91 = 2 > 1.2 \rightarrow \text{axe de flambement z-z} \rightarrow \text{courbe b } (\alpha_z = 0.34)$$

De tableau du coefficient de flambement $\chi_z = 0.3245$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0.7597; 0.3245) = 0.3245$$

d-Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis de déversement :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l_z/i_z}{\left(1 + \frac{1}{20} \left(\left(\frac{l_z/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right)^{0.25}} \right)^{0.25}} = \frac{\frac{300}{2.05}}{\left(1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\left(\frac{300}{2.05} \right)^2}{\frac{18}{0.8}} \right)^2 \right)^{0.25}} = 103.8$$

$C1 = 1.132$ (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$\bar{\lambda}_{LT} = 103.8 / 93.9 = 1.1 > 0.4 \text{ il ya un risque de deversement}$$

section laminé $h/b=2 \leq 2$ courbe de flambement a avec $\alpha_{LT} = 0.21$

De tableau de coefficient de flambement $\chi_{LT} = 0.5960 \leq 1$

Calcul du coefficient k_y :

- B_{My} :facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement
- poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta My = 1.3$

$$\eta_y = \bar{\lambda}_y \cdot (2\beta My - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0.86x(2x1.3 - 4) + \frac{166-146}{146} = -1.06 < 0.9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5 \rightarrow K_y = 1 - \frac{-1.06x3238.74}{0.7597x23.9x2350} = 1.08 < 1.5$$

Calcul de coefficients k_{LT} :

$$\mu_{LT} = 0.15 \lambda z. \beta l t - 0.15 = 0.15 \times 1.55 \times 1.3 - 0.15 = 0.15 \leq 1.5$$

avec : $\beta M y = 1.3$ (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{(0.15) \times 3238.74}{0.3245 \times 23.9 \times 2350} = \mathbf{0.98}$$

Calcul de coefficient K_z :

$$\bar{\alpha}_z = \lambda z \cdot (2\beta M y - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} = 1.55 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{34.6 - 22.2}{22.2} = -1.4 \leq 0.9$$

avec : $\beta M y = 1.3$ (poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie)

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi z \cdot A \cdot f_y} \leq 1.5 K_y$$

$$K_z = 1 - \frac{(-1.4) \times 3238.74}{0.3245 \times 23.9 \times 2350} = \mathbf{1.24}$$

➤ **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl, Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y, sd}}{M_{ply, Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{M_{pl, zrd}} \leq 1$$

$$= \frac{3238.74}{0.3245 \times 15359.09} + \frac{1.08 \times 645.12}{3546.36} + \frac{1.24 \times 24.19}{739.18} = 0.88 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au deversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl, Rd}} + \frac{K_{lt} \cdot M_{y, sd}}{X_{lt} \cdot M_{ply, Rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{M_{plz, Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{3238.74}{0.3245 \times 15359.09} + \frac{0.98 \times 645.12}{0.5960 \times 3546.36} + \frac{1.24 \times 24.19}{739.18} = 0.9 < 1 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion

Le profilé choisi IPE 180 est adéquat comme panne de toiture.

VI.4. Etude de contreventement vertical :

Le contreventement vertical a pour rôle de transmettre les efforts horizontaux longitudinaux dus à la réaction de la poutre au vent du pignon et les réactions dues au freinage du pont roulant, vers les fondations.

Le dimensionnement s'effectue en négligeant les diagonales comprimées en admettant qu'elles flambent, dans ce cas tous les efforts sont repris par les diagonales tendues. On doit supposer que la résultante totale possède une excentricité de e qui provoque en plus de la translation une rotation avec :

$$e = b/10 \quad \text{Est la longueur de la poutre au vent} \quad b = 43.28\text{m}$$

VI.4.1. Détermination des efforts dans les barres :

H_L : est la réaction longitudinale de pont roulant

Avec :

$$H_L = 28.8 \text{ KN}$$

R_p : est la réaction transmise par la poutre au vent vers la palée de stabilité avec :

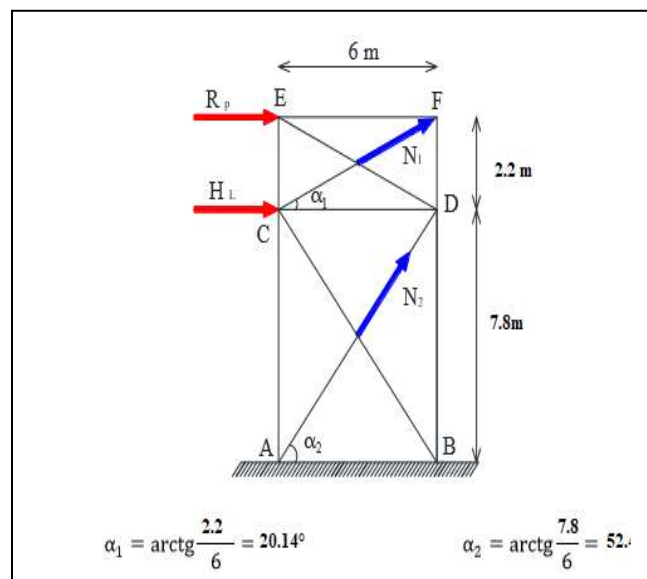
$$R_p = R_{translation} + R_{rotation}$$

$$R_{translation} = R = 431.832 \text{ KN}$$

$$R_{rotation} = (2 \times R \times e) / b = 86.36 \text{ KN}$$

Donc :

$$R_p = 431.832 + 86.36 = 518.19 \text{ KN}$$



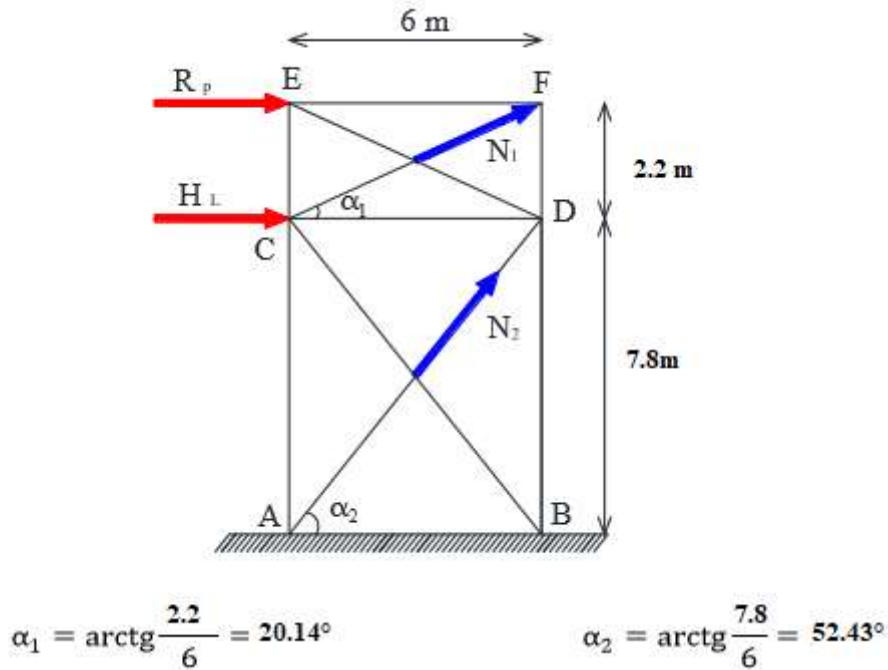


Figure VI.3. Schéma statique de la palée de stabilité

Barres	AC	AD	CD	CE	CF	EF	DF
Sollicitation	T	T	C	-	T	C	C
Effort (KN)	200.6	897.10	546.99	0	582.6	546.41	200.6

Donc : $N_{tsd} = 897.10 \text{ KN}$

VI.4.2. Dimensionnement de la diagonale de la palée de stabilité :

a) Section de diagonale

Calcul de la section brute A

$$N_{tsd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{tsd} \cdot \gamma_{M0}}{F_y} = \frac{897.10 \times 1.1}{23.5} = 42 \text{ cm}^2$$

On opte une double UPN 160 d'une section $A=48\text{cm}^2$ un boulon de 12 mm et un trou de 14mm

b) **Section nette :**

$$A_{net} = 48 - 0.5 \times 1.4 = 47.3 \text{ cm}^2$$

Vérification à la résistance ultime de la section nette :

Cas de cornières assemblées par une seule aile, pour une attache avec deux boulons ou plus

$$N_{u;rd} = \frac{B \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Où :

β est le coefficient minorateur donné dans le tableau 1 en fonction de l'entraxe $P1$ des trous.

Exemple : attache de 3 boulons ou plus :

$$P = 100 \text{ mm}; e = 25 \text{ mm}$$

$$P1 = 100 \text{ mm} > 5d_0 = 5 \times 13 = 65 \text{ mm}$$

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

$$\text{Donc : } \beta = \beta_3 = 0.7$$

$$N_{uRd} = \frac{0.7 \times 47.8 \times 36}{1.25} = 963.64 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 897.10 \text{ KN} < N_{uRd} = 963.64 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

Conclusion :

Double UPN 160 avec un boulon de 12 mm et un trou de 14 mm convient pour les barres de contreventement de la palée de stabilité.

VII.1 Introduction :

Après avoir étudié la stabilité longitudinale qui est assurée par le palée de stabilité nous allons vérifier la stabilité transversale qui est assurée par la rigidité du portique (Portique auto-stable) qui reprendra tous les efforts Transversaux (vent ; séisme) et les transmettra aux fondations sans présentée grandes déformations.

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, séismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Son calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles il pourrait être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage.

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.

VII-2 Calcul du portique

Le calcul est effectué par le logiciel ROBOT structural analyse 2021 les notes de calcul sont données par famille on s'intéressant, pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité.

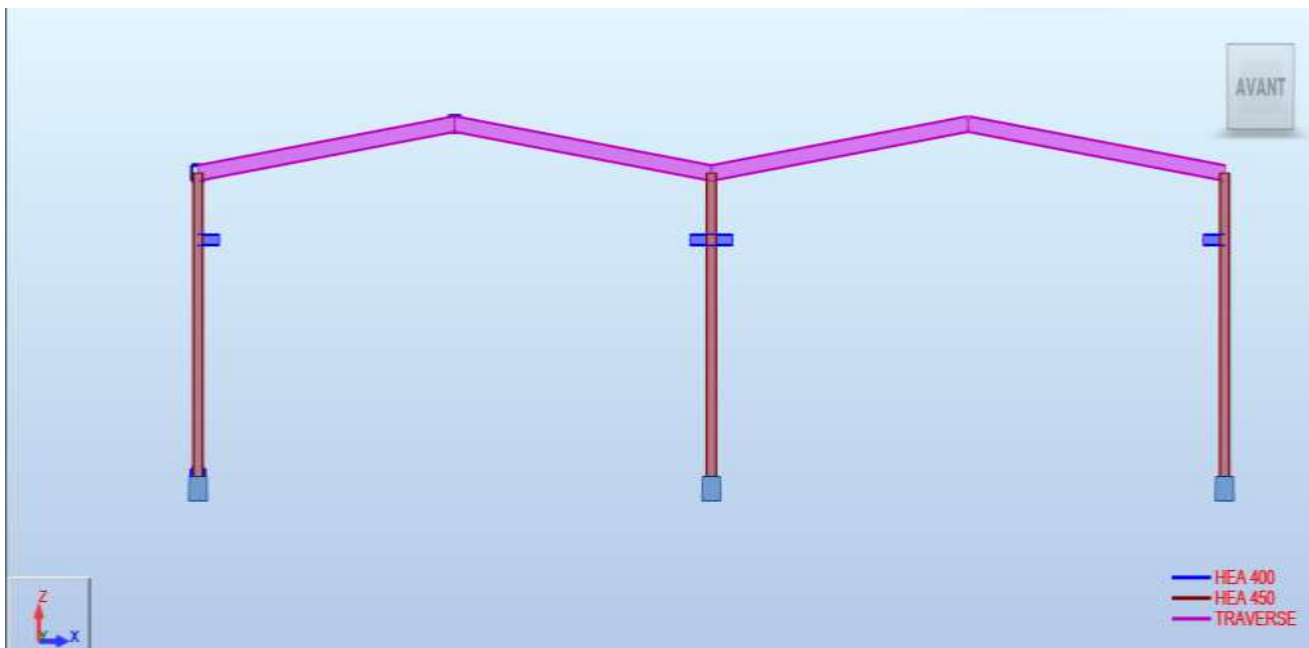


Figure VII.1 : Vue de face du portique.

VII.2.1 Données géométriques des nœuds

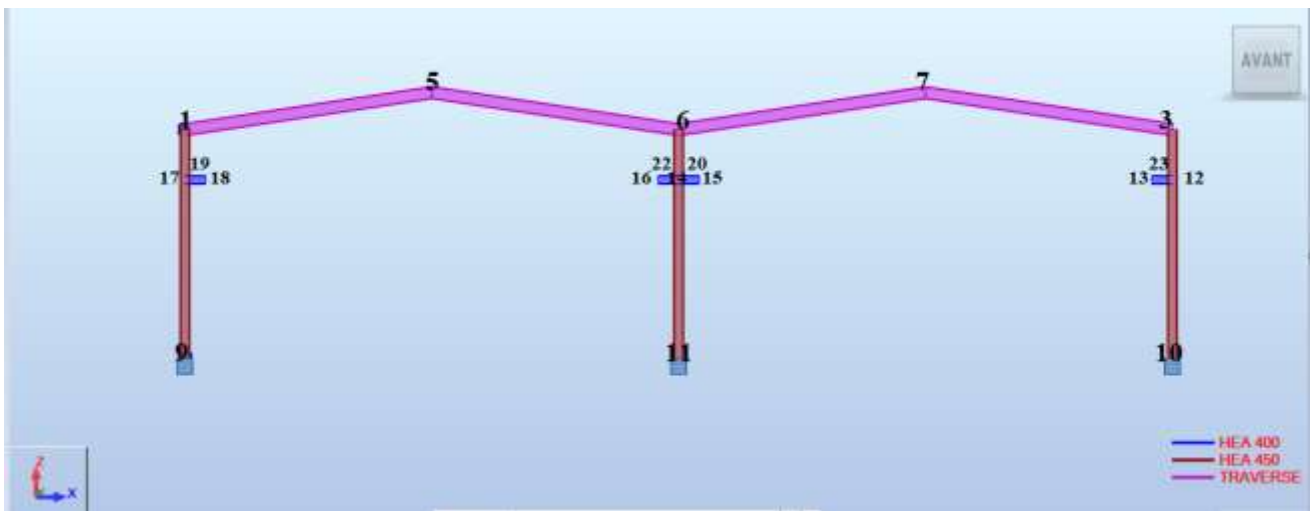


Figure VII.2 : Position des nœuds sur le portique.

Noeud	X [m]	Y [m]	Z [m]	Appui
1	0,0	0,0	10,00	
3	43,28	0,0	10,00	
5	10,82	0,0	11,62	
6	21,64	0,0	10,00	
7	32,46	0,0	11,62	
9	0,0	0,0	0,0	Encastrement
10	43,28	0,0	0,0	Encastrement
11	21,64	0,0	0,0	Encastrement
12	43,28	0,0	7,80	
13	42,38	0,0	7,80	
14	21,64	0,0	7,80	
15	22,54	0,0	7,80	
16	20,74	0,0	7,80	
17	0,0	0,0	7,80	
18	0,90	0,0	7,80	
19	0,50	0,0	7,80	
20	22,14	0,0	7,80	
22	21,14	0,0	7,80	
23	42,78	0,0	7,80	
*				

Tableau VII.1 Position des nœuds sur le portique.

VII.2.3 Données géométriques des barres

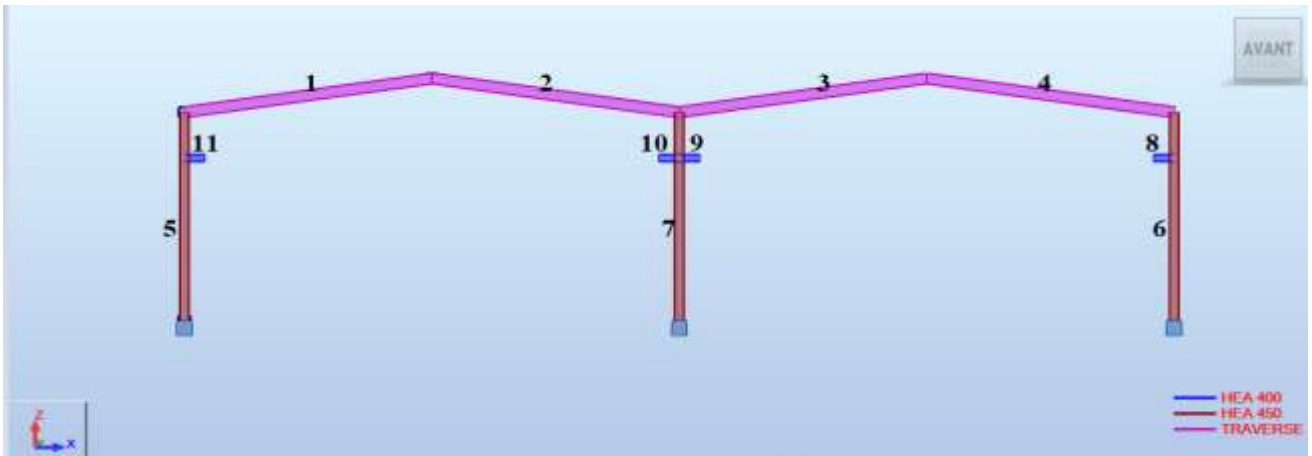


Figure VII.3 : Numérotation des barres.

Barre	Noeud 1	Noeud 2	Section	Matériau	Gamma [Deg]	Type de barre	Élément de construction
1	1	5	TRAVERS	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
2	5	6	TRAVERS	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
3	6	7	TRAVERS	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
4	7	3	TRAVERS	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
5	9	1	HEA 450	ACIER E24	0,0	Poteau	Barre
6	10	3	HEA 450	ACIER E24T	0,0	Poteau	Barre
7	11	6	HEA 450	ACIER E24T	0,0	Poteau	Barre
8	12	13	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
9	14	15	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
10	14	16	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
11	17	18	HEA 400	ACIER E24	0,0	Poutre	Barre
*							

Tableau VII.2 :

Caractéristiques des barres

VII.3 Bilan des charges

VII.3.1 Charges permanentes G :

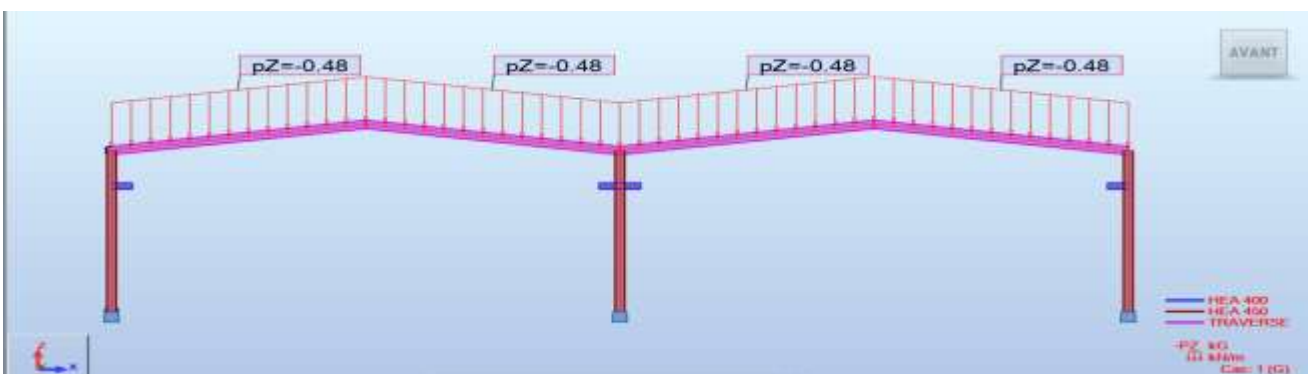


Figure VII.4 :Distribution des charges permanente

➤ Diagrammes des efforts internes sous la charge permanente

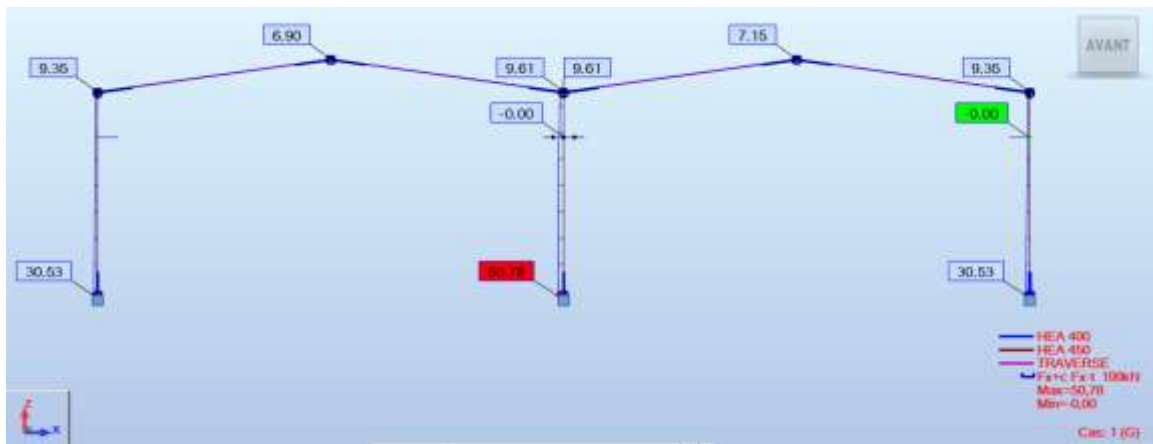


Figure VII.5 : Diagramme des efforts normaux

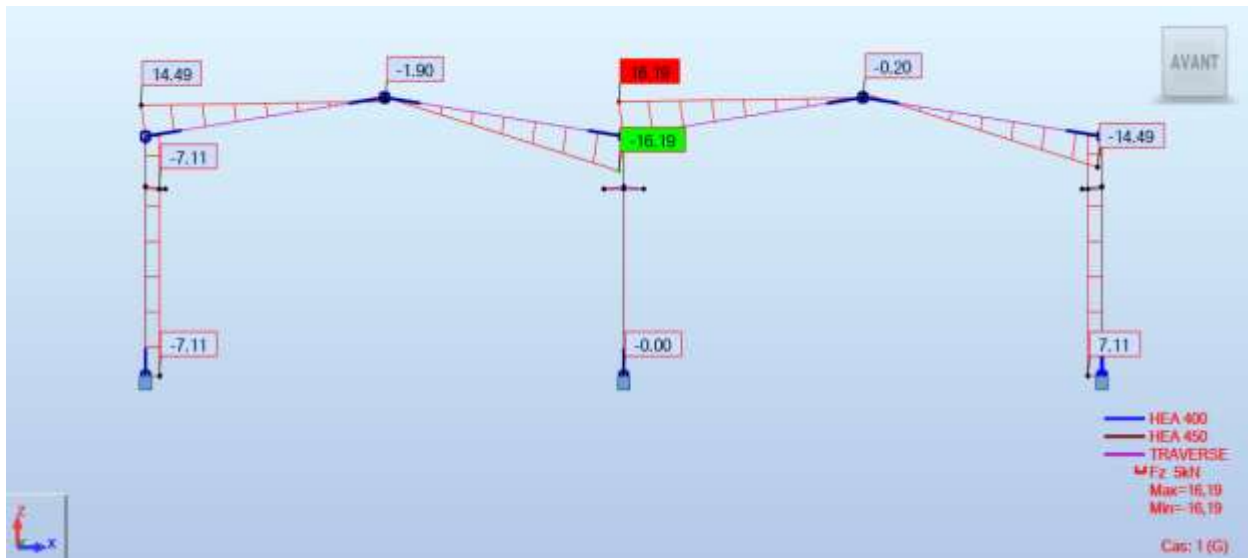


Figure VII.6 : Diagramme des efforts tranchants.

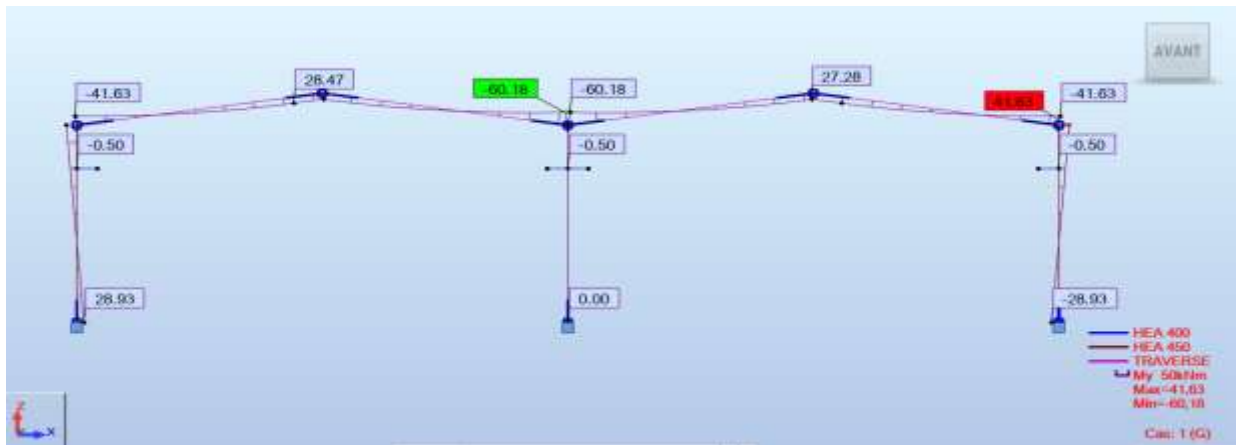


Figure VII.7 : diagramme des moments fléchissent.

VII.3.2 Charges climatiques :

a- charge de vent :



Figure VII.8 : Distribution des charges due au vent sur la structure

➤ Diagrammes des efforts internes sous la charge du vent :

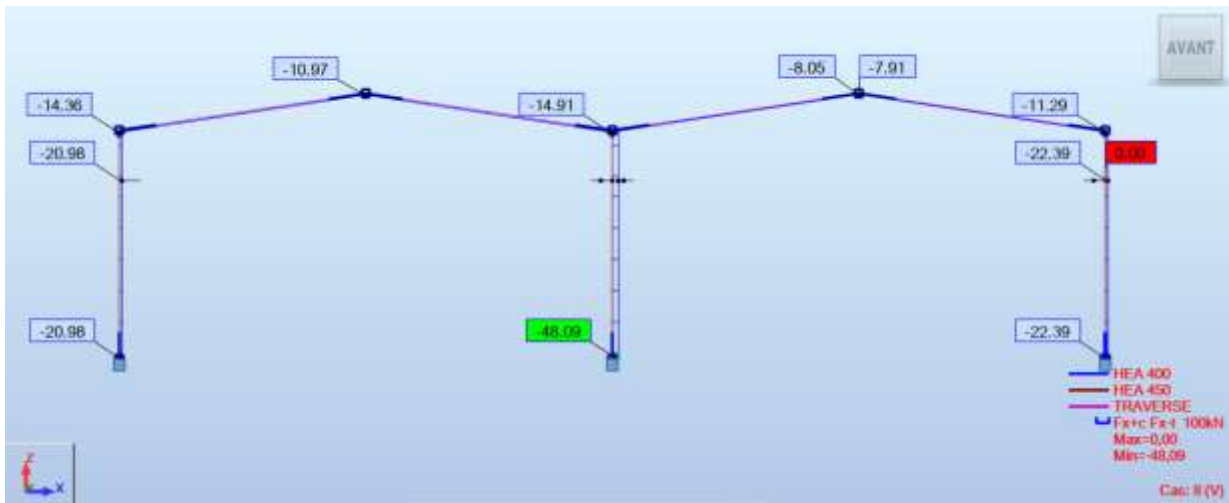


Figure VII.9: diagramme des efforts normaux.

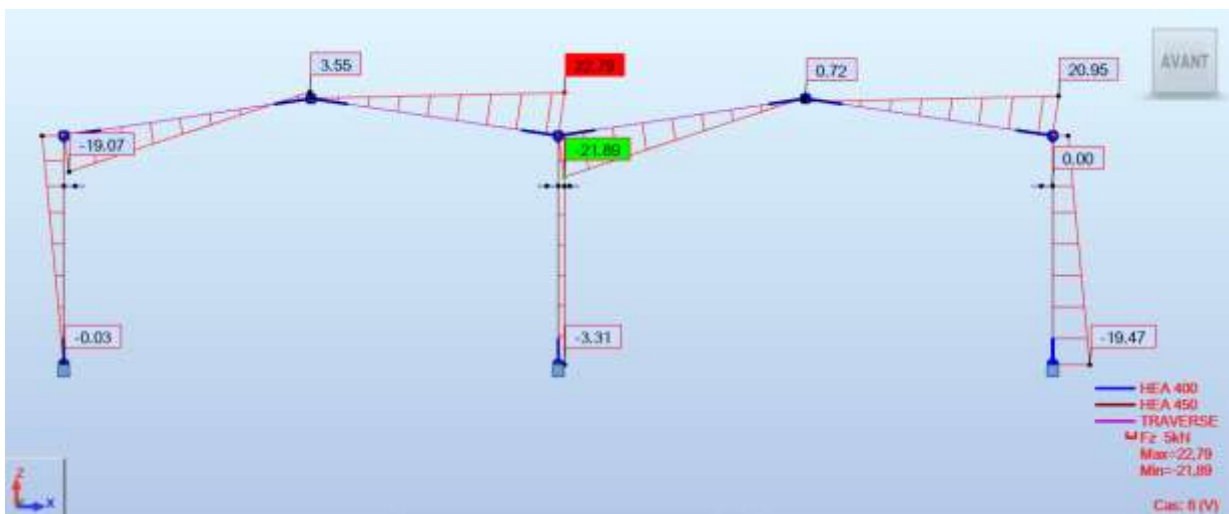


Figure VII.10: diagramme des efforts tranchants.

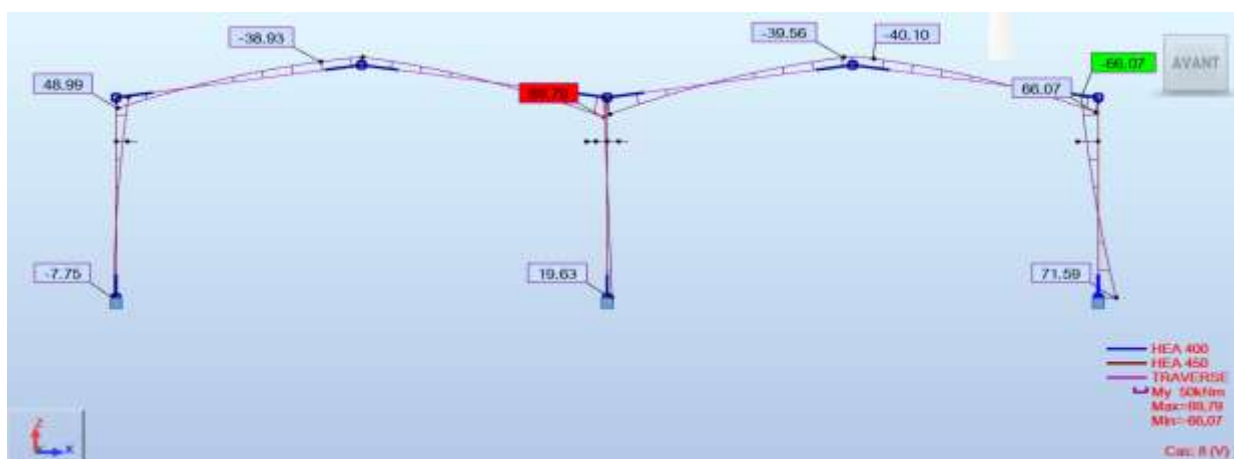


Figure VII.11 : diagramme des moments fléchissants.

b- Charge de neige :

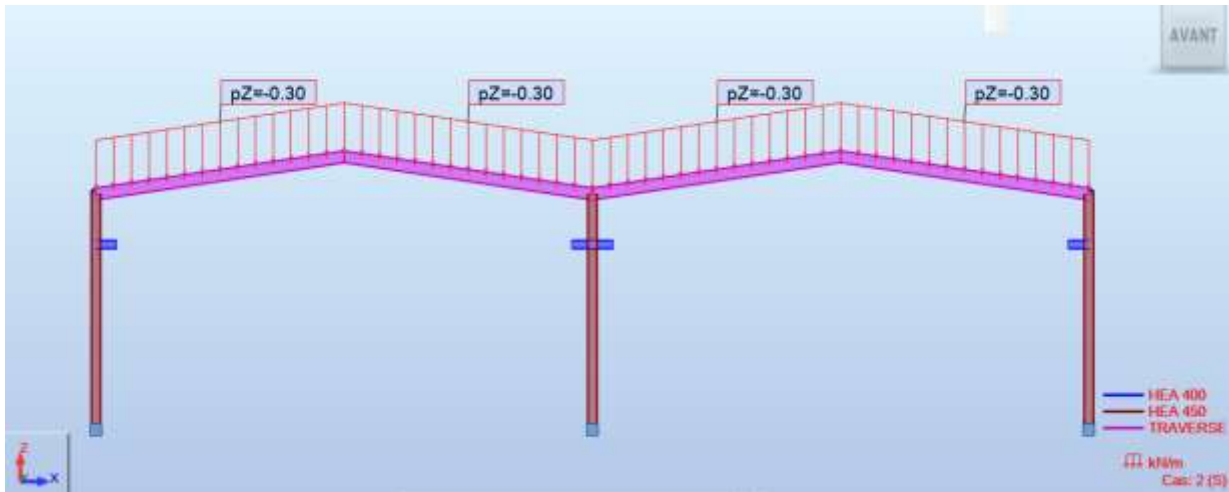


Figure VII.12 : Distribution des charges de neige sur la toiture

➤ Diagrammes des efforts internes sous la charge deneige :

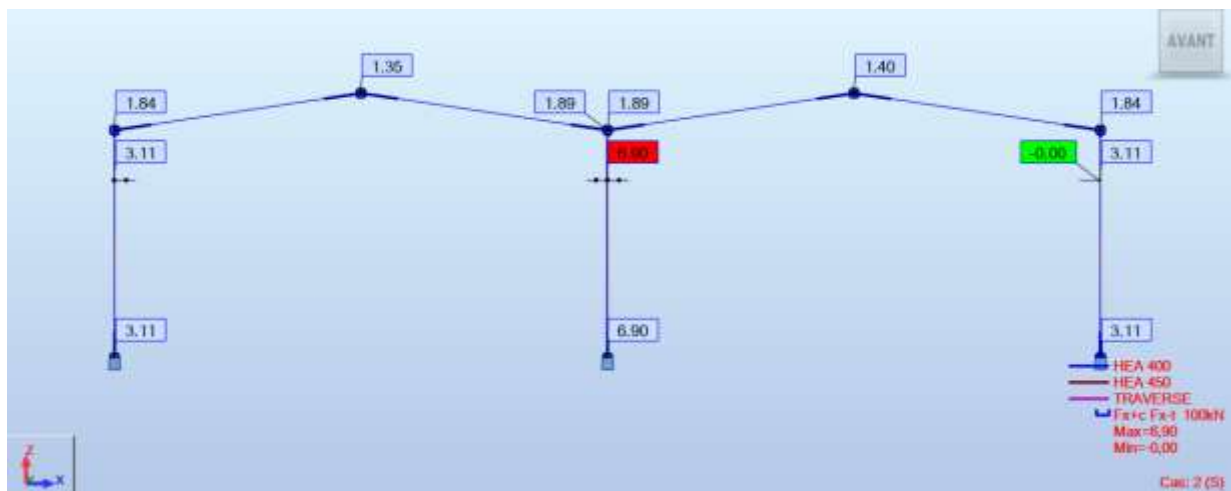


Figure VII.13: Diagramme des efforts normaux.

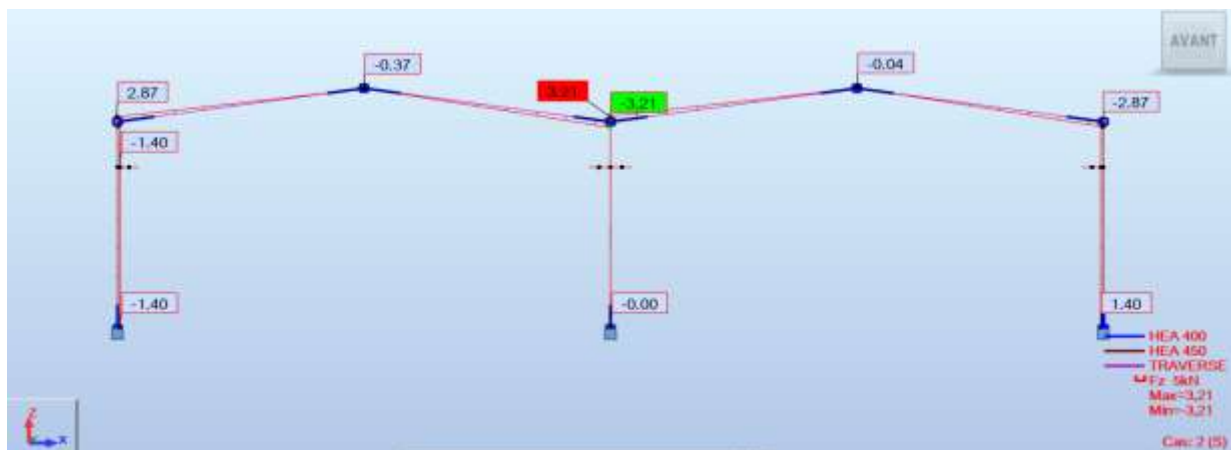


Figure VII.14 : Diagramme des efforts tranchants.

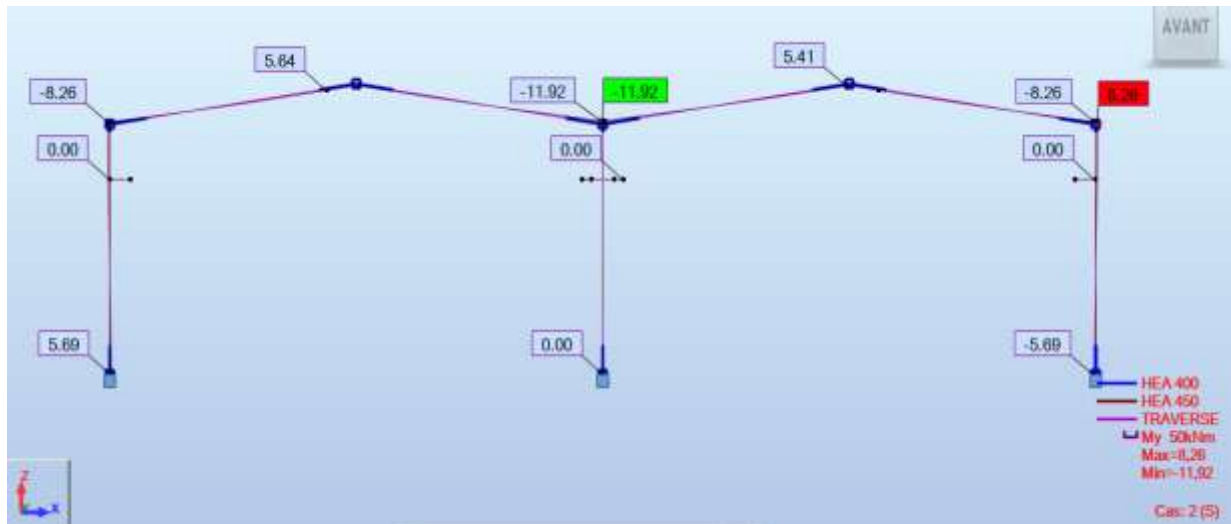


Figure VII.15 : Diagramme des moments fléchissant.

VII.3.3 Charge du pont roulant

Cas 1

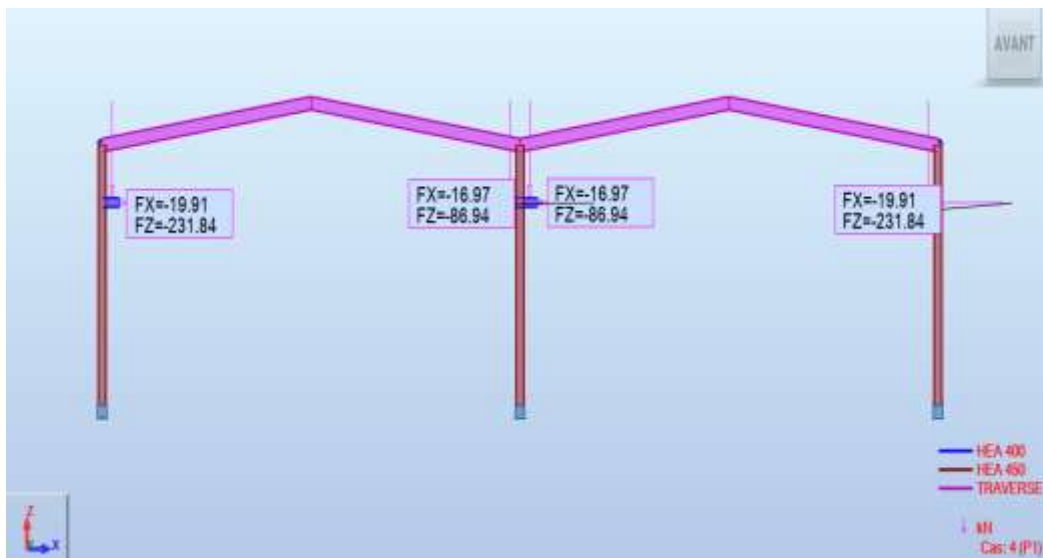


Figure VII .16 : Distribution des charges de pont roulant sur la structure cas 1

➤ Diagrammes des efforts internes sous la charge pont roulants :

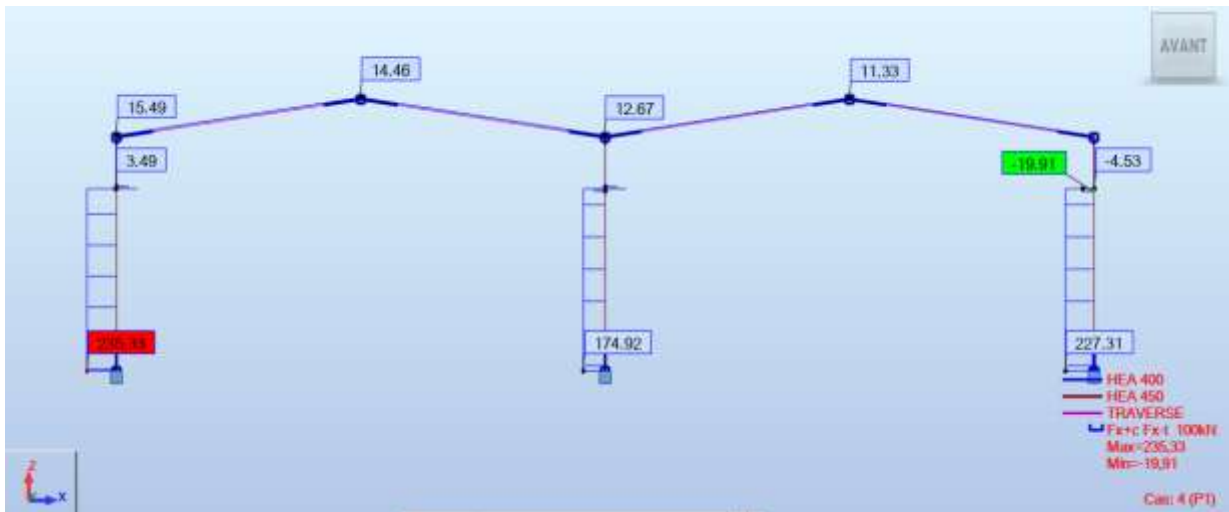


Figure VII.17 : Diagramme des efforts normaux.

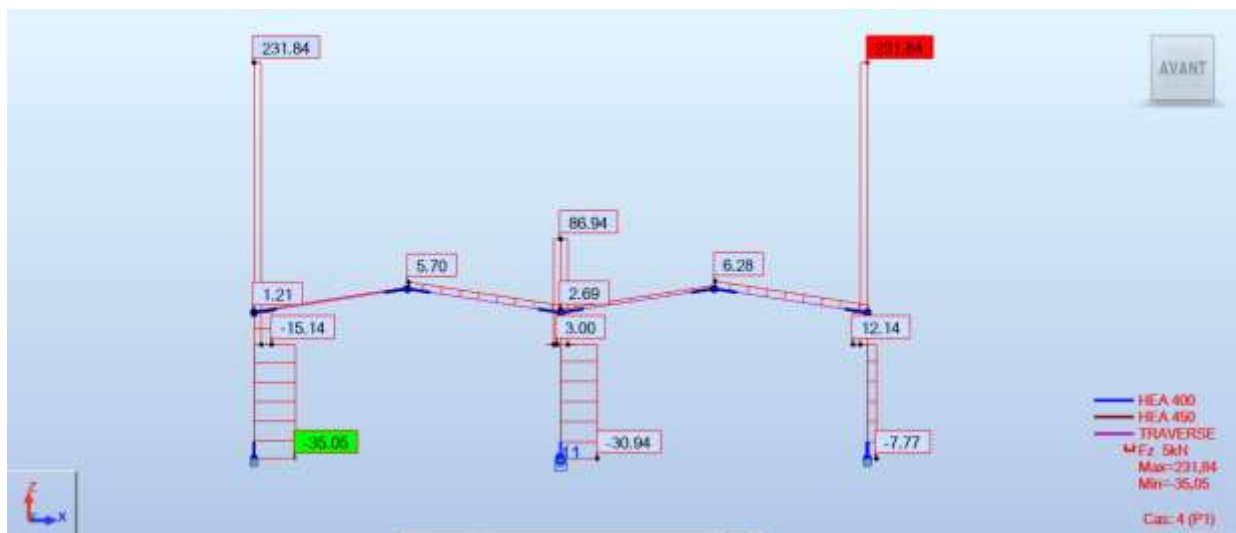


Figure VII.18 : Diagramme des efforts tranchants.

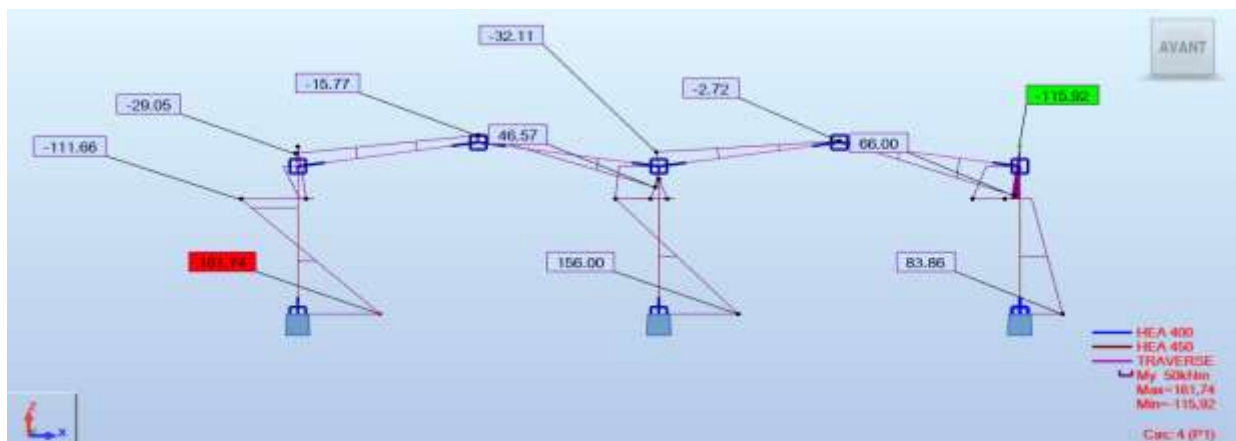


Figure VII.19 : Diagramme des moments fléchissants.

Cas 2

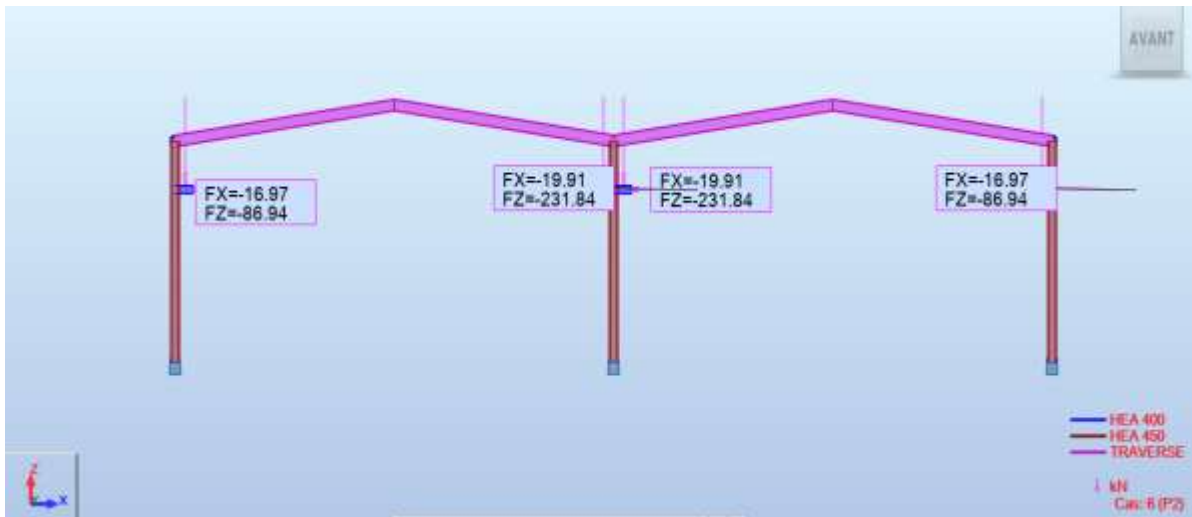


Figure VII.20 : Distribution des charges de pont roulant sur la structure cas 2

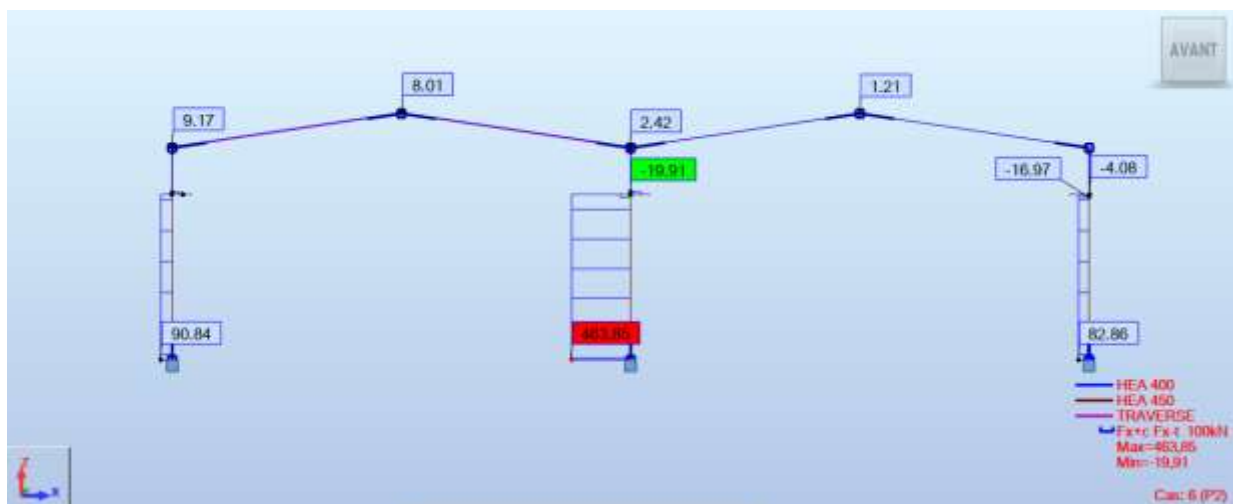


Figure VII.21 : Diagramme des efforts normaux.



Figure VII.22 : Diagramme des efforts tranchants.

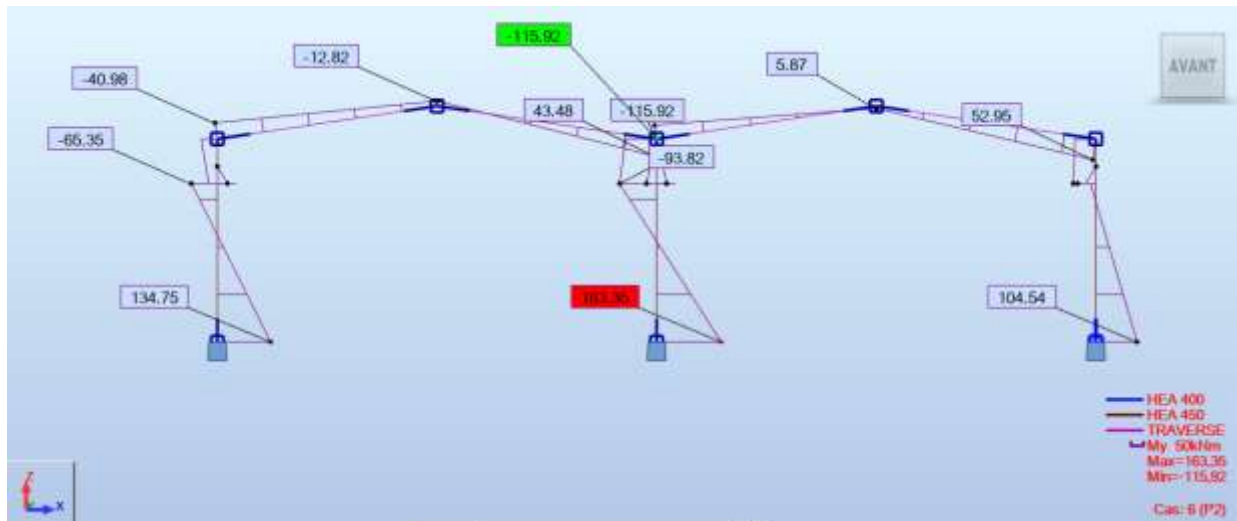


Figure VII.23 : Diagramme des moments fléchissant.

Cas 3

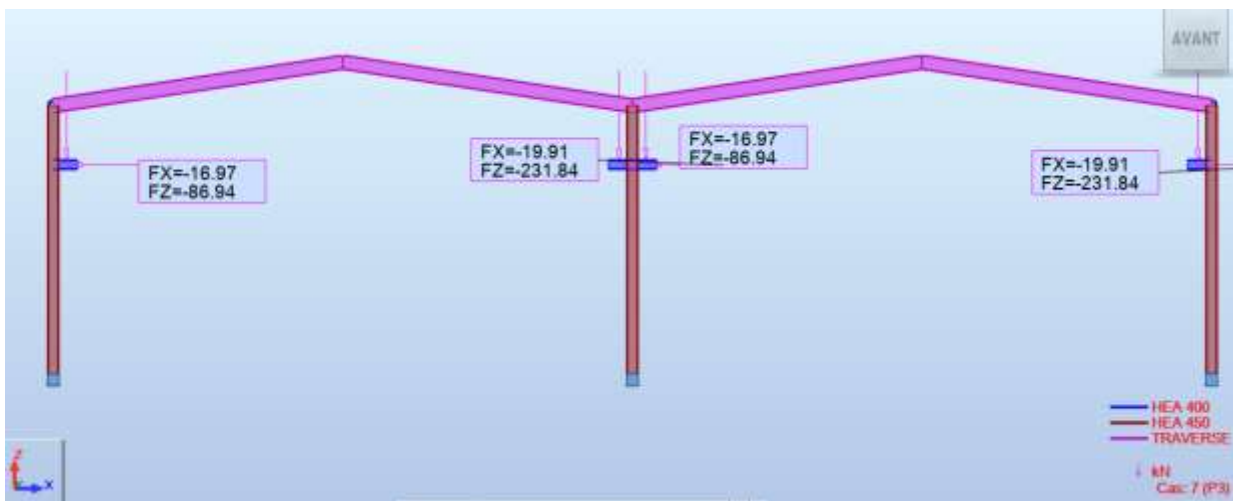


Figure VII.24 : Distribution des charges de pont roulant sur la structure cas 3

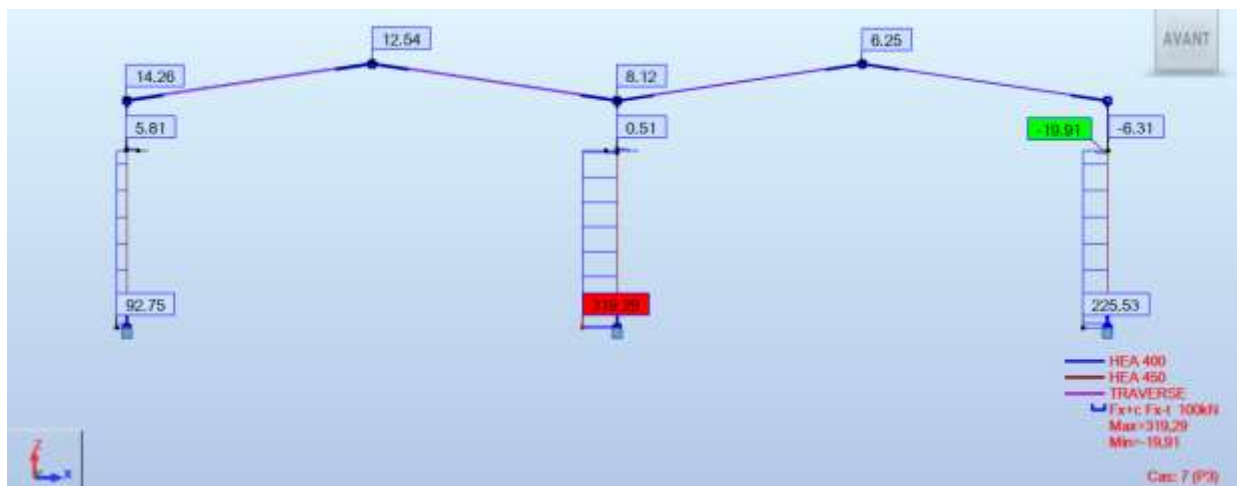


Figure VII.25 : Diagramme des efforts normaux.

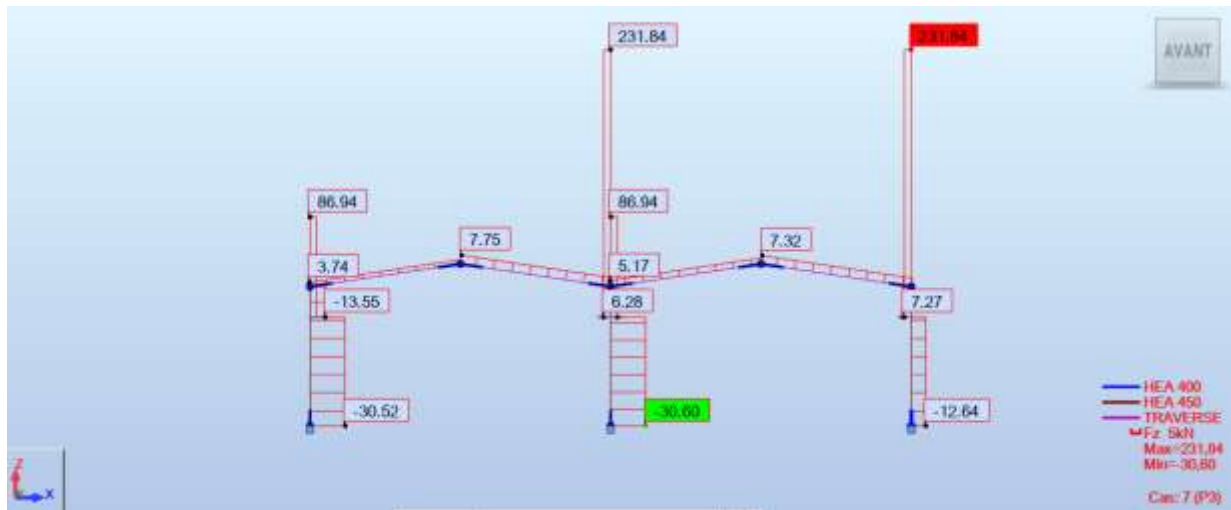


Figure VII.26 : Diagramme des efforts tranchants.

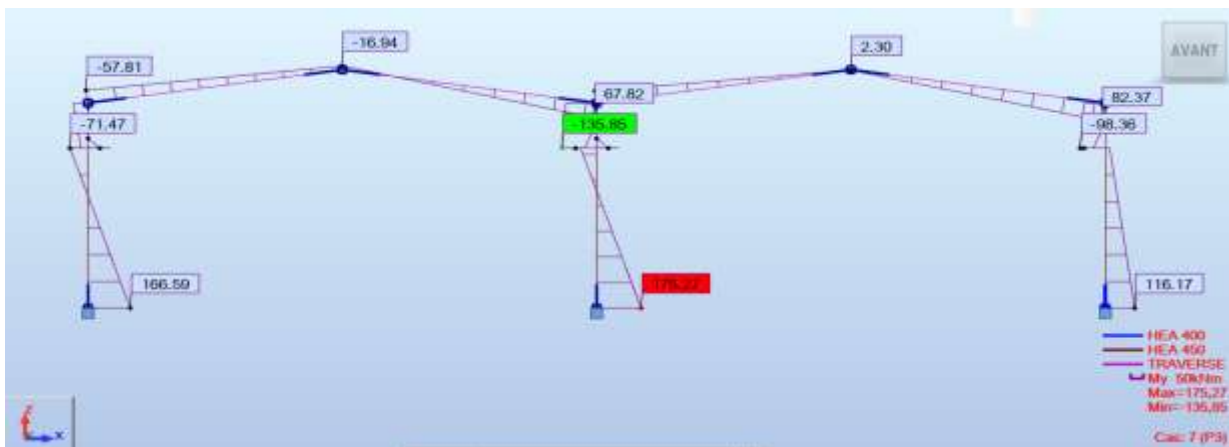


Figure VII.27 : Diagramme des moments fléchissent.

VII.4 Combinaison de charges

9 (C)	1.35G+1.5P2+0.9S+0.9V	Combinaison lin	ELU	poids propre	1*1.35+6*1.50+2*0.90
10 (C)	1.35G+1.5P3+0.9S+0.9V	Combinaison lin	ELU	poids propre	1*1.35+7*1.50+2*0.90
11 (C)	1.35G+1.5V+1.305P2+0.9S	Combinaison lin	ELU	poids propre	1*1.35+6*1.30+2*0.90
12 (C)	1.35G+1.5V+1.305P3+0.9S	Combinaison lin	ELU	poids propre	1*1.35+7*1.30+2*0.90
13 (C)	1.35G+1.5S+1.305P1+0.9V	Combinaison lin	ELU	poids propre	1*1.35+2*1.50+4*1.30
14 (C)	1.35G+1.5S+1.305P2+0.9V	Combinaison lin	ELU	poids propre	1*1.30
15 (C)	1.35G+1.5S+1.305P3+0.9V	Combinaison lin	ELU	poids propre	1*1.35+2*1.50+7*1.30+8*0.90
16 (C)	1.35G+1.5P1+0.9S+0.9V	Combinaison lin	ELU	poids propre	1*1.35+4*1.50+(2+8)*0.90
17 (C)	1.35G+1.5V+1.305P1+0.9S	Combinaison lin	ELU	poids propre	1*1.35+8*1.50+4*1.30+2*0.90
18 (C)	G+P1+0.6S+0.6V	Combinaison lin	ELS	poids propre	(1+2)*1.00+6*0.87+8*0.60
19 (C)	G+P2+0.6S+0.6V	Combinaison lin	ELS	poids propre	(1+6)*1.00+(2+8)*0.60
20 (C)	G+P3+0.6S+0.6V	Combinaison lin	ELS	poids propre	(1+7)*1.00+(2+8)*0.60
21 (C)	G+V+0.87 P1+0.6S	Combinaison lin	ELS	poids propre	(1+8)*1.00+4*0.87+2*0.60
22 (C)	G+V+0.87P2+0.6S	Combinaison lin	ELS	poids propre	1*1.35
23 (C)	G+V+0.87 P3+0.6S	Combinaison lin	ELS	poids propre	(1+8)*1.00+7*0.87+2*0.60
24 (C)	G+S+0.87 P1+0.6V	Combinaison lin	ELS	poids propre	(1+2)*1.00+4*0.87+8*0.60
25 (C)	G+S+0.87P3+0.6V	Combinaison lin	ELS	poids propre	(1+2)*1.00+7*0.87+8*0.60
26 (C)	G+S+0.87P2+0.6V	Combinaison lin	ELS	poids propre	(1+2)*1.00+6*0.87+8*0.60

Tableau VII.3 : Combinaison utilisées.

VII.5 Réactions extrêmes par rapport au Repère global

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	63,45	0,0	770,55	0,0	294,05	0,0
Noeud	9	9	11	9	9	9
Cas	16 (C)	1	9 (C)	1	10 (C)	1
MIN	-9,72	0,0	-48,09	0,0	-39,67	0,0
Noeud	9	9	11	9	9	9
Cas	5	1	8 (C)	1	5	1

Tableau VII.4 : Valeur de réactions extrêmes globales.

VII.6 Déplacements Extrêmes des nœuds

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	0,3	0,0	1,0	0,0	0,001	0,0
Noeud	17	1	7	1	7	1
Cas	5	1	8 (C)	1	10 (C)	1
MIN	-4,1	0,0	-1,6	0,0	-0,006	0,0
Noeud	1	1	7	1	13	1
Cas	10 (C)	1	9 (C)	1	10 (C)	1

Tableau VII. 5 : Valeurs des déplacements extrêmes globaux des nœuds

VII.7 Les Efforts extrêmes

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	770,55	0,0	349,25	0,0	294,05	0,0
Barre	7	1	8	1	5	1
Noeud	11	1	12	1	9	1
Cas	9 (C)	1	10 (C)	1	10 (C)	1
MIN	-48,09	0,0	-63,45	0,0	-183,05	0,0
Barre	7	1	5	1	7	1
Noeud	11	1	9	1	6	1
Cas	8 (C)	1	16 (C)	1	10 (C)	1

Tableau VII. 6 : valeurs des efforts extrêmes globaux des nœuds

VII.8 Les Contrainte extrêmes

	S max [MPa]	S min [MPa]	S max(My) [MPa]	S max(Mz) [MPa]	S min(My) [MPa]	S min(Mz) [MPa]	Fx/Ax [MPa]
MAX	127,88	3,85	101,52	0,0	-0,00	0,0	43,28
Barre	7	7	5	1	10	1	7
Noeud	11	11	9	1	14	1	11
Cas	9 (C)	22 (C)	10 (C)	1	2	1	9 (C)
MIN	-2,70	-91,24	0,00	0,0	-101,52	0,0	-2,70
Barre	7	5	10	1	5	1	7
Noeud	6	9	14	1	9	1	11
Cas	5	10 (C)	2	1	10 (C)	1	8 (C)

Tableau VII. 7 : Valeurs des contraintes Extrêmes globales

VII.9 Flèches extrêmes

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0,0	0,0	0,5
Barre	8	1	1
Cas	10 (C)	1	15 (C)
MIN	-0,0	0,0	-0,9
Barre	7	1	4
Cas	9 (C)	1	10 (C)

Tableau VII. 8 : Valeurs des flèches extrêmes globales

VII.10. Note de calcul :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 1 Poutre_1

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00$ $L = 0.00$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $10 \text{ 1.35G} + 1.5\text{P3} + 0.9\text{S} + 0.9\text{V}$ $1 * 1.35 + 7 * 1.50 + 2 * 0.90$

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: TRAVERSE

$h = 55.0$ cm	$gM0 = 1.00$	$gM1 = 1.00$	
$b = 21.0$ cm	$A_y = 82.51$ cm ²	$A_z = 72.34$ cm ²	$A_x = 134.42$ cm ²
$t_w = 1.1$ cm	$I_y = 67116.50$ cm ⁴	$I_z = 2667.58$ cm ⁴	$I_x = 118.40$ cm ⁴
$t_f = 1.7$ cm	$W_{ply} = 2787.21$ cm ³	$W_{plz} = 400.55$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 35.68$ kN	$M_{y,Ed} = -150.34$ kN*m	
$N_{c,Rd} = 3158.78$ kN	$M_{y,Ed,max} = -150.34$ kN*m	
$N_{b,Rd} = 3158.78$ kN	$M_{y,c,Rd} = 654.99$ kN*m	$V_{z,Ed} = 27.75$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 654.99$ kN*m	$V_{z,c,Rd} = 981.51$ kN
	$M_{b,Rd} = 392.84$ kN*m	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 577.58$ kN*m	Courbe, LT -	$X_{LT} = 0.57$
$L_{cr,low} = 10.94$ m	$\lambda_{m,LT} = 1.06$	$f_i,LT = 1.20$	$X_{LT,mod} = 0.60$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:	$k_{yy} = 1.00$	en z:	$k_{zy} = 1.00$
-------	-----------------	-------	-----------------

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.38 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y * N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM1) = 0.39 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z * N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM1) = 0.39 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPÈRE LOCAL):

$u_y = 0.0$ cm	$\langle u_y \max = L/200.00 = 5.5$ cm	Vérfié
Cas de charge décisif:	$18 \text{ G} + \text{P1} + 0.6\text{S} + 0.6\text{V}$ $(1+2) * 1.00 + 6 * 0.87 + 8 * 0.60$	
$u_z = 0.4$ cm	$\langle u_z \max = L/200.00 = 5.5$ cm	Vérfié

Cas de charge décisif: 23 G+V+0.87 P3+0.6S (1+8)*1.00+7*0.87+2*0.60



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 2 Poutre_2

POINT: 3

COORDONNEE: $x = 0.33 L = 3.65 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 17 1.35G+1.5V+1.305P1+0.9S 1*1.35+8*1.50+4*1.30+2*0.90

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: TRAVERSE

$h=55.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=21.0 \text{ cm}$	$A_y=82.51 \text{ cm}^2$	$A_z=72.34 \text{ cm}^2$	$A_x=134.42 \text{ cm}^2$
$tw=1.1 \text{ cm}$	$I_y=67116.50 \text{ cm}^4$	$I_z=2667.58 \text{ cm}^4$	$I_x=118.40 \text{ cm}^4$
$tf=1.7 \text{ cm}$	$W_{ply}=2787.21 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=400.55 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 12.05 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 1.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
$N_{c,Rd} = 3158.78 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 103.49 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
$N_{b,Rd} = 3158.78 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 654.99 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 10.97 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 654.99 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,c,Rd} = 981.51 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 394.80 \text{ kN}\cdot\text{m}$	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 582.76 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe, LT -	$X_{LT} = 0.58$
$L_{cr,upp}=10.94 \text{ m}$	$\lambda_{m,LT} = 1.06$	$f_{i,LT} = 1.19$	$X_{LT,mod} = 0.60$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zy} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.26 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.27 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.27 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 5.5 \text{ cm}$$

Vérfié

Cas de charge décisif: 18 G+P1+0.6S+0.6V (1+2)*1.00+6*0.87+8*0.60
uz = 0.3 cm <uz max = L/200.00 = 5.5 cm Vérfifié

Cas de charge décisif: 20 G+P3+0.6S+0.6V (1+7)*1.00+(2+8)*0.60



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 3 Poutre_3

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5P3+0.9S+0.9V 1*1.35+7*1.50+2*0.90

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



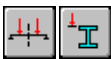
PARAMETRES DE LA SECTION: TRAVERSE

h=55.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=21.0 cm	Ay=82.51 cm ²	Az=72.34 cm ²	Ax=134.42 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=67116.50 cm ⁴	Iz=2667.58 cm ⁴	Ix=118.40 cm ⁴
tf=1.7 cm	Wply=2787.21 cm ³	Wplz=400.55 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 26.86 kN	My,Ed = -173.29 kN*m	
Nc,Rd = 3158.78 kN	My,Ed,max = -173.29 kN*m	
Nb,Rd = 3158.78 kN	My,c,Rd = 654.99 kN*m	Vz,Ed = 32.49 kN
	MN,y,Rd = 654.99 kN*m	Vz,c,Rd = 981.51 kN
	Mb,Rd = 402.36 kN*m	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 603.30 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.59
Lcr,low=10.94 m	Lam_LT = 1.04	fi,LT = 1.17	XLT,mod = 0.61

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

kyy = 1.00



en z:

kzy = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

My,Ed/My,c,Rd = 0.26 < 1.00 (6.2.5.(1))

Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.43 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.44 < 1.00 (6.3.3.(4))

N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.44 < 1.00 (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES

**Flèches (REPERE LOCAL):**

uy = 0.0 cm <uy max = L/200.00 = 5.5 cm

Véifié

Cas de charge décisif: 18 G+P1+0.6S+0.6V (1+2)*1.00+6*0.87+8*0.60

uz = 0.3 cm <uz max = L/200.00 = 5.5 cm

Véifié

Cas de charge décisif: 20 G+P3+0.6S+0.6V (1+7)*1.00+(2+8)*0.60**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 4 Poutre_4**POINT:** 7**COORDONNEE:** x = 1.00 L = 10.94 m**CHARGEMENTS:****Cas de charge décisif:** 10 1.35G+1.5P3+0.9S+0.9V 1*1.35+7*1.50+2*0.90**MATERIAU:**

ACIER E24 fy = 235.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: TRAVERSE**

h=55.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=21.0 cm

Ay=82.51 cm²Az=72.34 cm²Ax=134.42 cm²

tw=1.1 cm

Iy=67116.50 cm⁴Iz=2667.58 cm⁴Ix=118.40 cm⁴

tf=1.7 cm

Wply=2787.21 cm³Wplz=400.55 cm³**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 23.67 kN

My,Ed = 59.92 kN*m

Nc,Rd = 3158.78 kN

My,Ed,max = 87.06 kN*m

Nb,Rd = 3158.78 kN

My,c,Rd = 654.99 kN*m

Vz,Ed = -11.17 kN

MN,y,Rd = 654.99 kN*m

Vz,c,Rd = 981.51 kN

Mb,Rd = 206.53 kN*m

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00

Mcr = 235.64 kN*m

Courbe,LT -

XLT = 0.32

Lcr,upp=10.94 m

Lam_LT = 1.67

fi,LT = 2.02

XLT,mod = 0.32

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

kyy = 1.00



en z:

kzy = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

My,Ed/My,c,Rd = 0.09 < 1.00 (6.2.5.(1))

Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.01 < 1.00 (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

My,Ed,max/Mb,Rd = 0.42 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.43 < 1.00 (6.3.3.(4))

N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.43 < 1.00 (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES

**Flèches (REPÈRE LOCAL):**

uy = 0.0 cm <uy max = L/200.00 = 5.5 cm

Vérfié

Cas de charge décisif: 18 G+P1+0.6S+0.6V (1+2)*1.00+6*0.87+8*0.60

uz = 0.5 cm <uz max = L/200.00 = 5.5 cm

Vérfié

Cas de charge décisif: 20 G+P3+0.6S+0.6V (1+7)*1.00+(2+8)*0.60**Déplacements (REPÈRE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:****PIECE:** 5 Poteau_5**POINT:** 1**COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m**CHARGEMENTS:****Cas de charge décisif:** 16 1.35G+1.5P1+0.9S+0.9V 1*1.35+4*1.50+(2+8)*0.90**MATERIAU:**

ACIER E24 fy = 235.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 450**

h=44.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=30.0 cm

Ay=138.47 cm²Az=65.78 cm²Ax=178.03 cm²

tw=1.1 cm

Iy=63721.60 cm⁴Iz=9465.33 cm⁴Ix=257.00 cm⁴

tf=2.1 cm

Wply=3216.07 cm³Wplz=965.55 cm³**EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:**

N,Ed = 378.14 kN

My,Ed = 279.82 kN*m

Nc,Rd = 4183.66 kN

My,Ed,max = 279.82 kN*m

Nb,Rd = 1494.57 kN

My,c,Rd = 755.78 kN*m

Vz,Ed = -63.45 kN

MN,y,Rd = 755.78 kN*m

Vz,c,Rd = 892.53 kN

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

Ly = 10.00 m

Lam_y = 0.56

Lcr,y = 10.00 m

Xy = 0.90

Lamy = 52.86

ky = 1.03



en z:

Lz = 10.00 m

Lam_z = 1.46

Lcr,z = 10.00 m

Xz = 0.36

Lamz = 137.14

kzy = 0.53

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

N,Ed/Nc,Rd = 0.09 < 1.00 (6.2.4.(1))

My,Ed/My,c,Rd = 0.37 < 1.00 (6.2.5.(1))

Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

Lambda,y = 52.86 < Lambda,max = 210.00

Lambda,z = 137.14 < Lambda,max = 210.00 STABLE

N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.48 < 1.00 (6.3.3.(4))

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.45 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPÈRE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPÈRE GLOBAL):

$v_x = 2.8 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 6.7 \text{ cm}$

Vérfié

Cas de charge décisif: $20 \text{ G} + \text{P3} + 0.6\text{S} + 0.6\text{V} \quad (1+7) \cdot 1.00 + (2+8) \cdot 0.60$

$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 6.7 \text{ cm}$

Vérfié

Cas de charge décisif: $18 \text{ G} + \text{P1} + 0.6\text{S} + 0.6\text{V} \quad (1+2) \cdot 1.00 + 6 \cdot 0.87 + 8 \cdot 0.60$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérfication des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 6 Poteau_6

POINT: 1

COORDONNEE: $x = 0.00 \text{ L} = 0.00 \text{ m}$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $10 \text{ 1.35G} + 1.5\text{P3} + 0.9\text{S} + 0.9\text{V} \quad 1 \cdot 1.35 + 7 \cdot 1.50 + 2 \cdot 0.90$

MATERIAU:

ACIER E24T $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 450

$h=44.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=30.0 \text{ cm}$	$A_y=138.47 \text{ cm}^2$	$A_z=65.78 \text{ cm}^2$	$A_x=178.03 \text{ cm}^2$
$tw=1.1 \text{ cm}$	$I_y=63721.60 \text{ cm}^4$	$I_z=9465.33 \text{ cm}^4$	$I_x=257.00 \text{ cm}^4$
$tf=2.1 \text{ cm}$	$W_{ply}=3216.07 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=965.55 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 382.31 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 130.08 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
$N_{c,Rd} = 4183.66 \text{ kN}$	$M_{y,Ed,max} = 130.08 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
$N_{b,Rd} = 1494.57 \text{ kN}$	$M_{y,c,Rd} = 755.78 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -8.11 \text{ kN}$
	$MN_{y,Rd} = 755.78 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,c,Rd} = 892.53 \text{ kN}$
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 10.00 \text{ m}$	$Lam_y = 0.56$
$L_{cr,y} = 10.00 \text{ m}$	$X_y = 0.90$
$Lam_y = 52.86$	$k_{yy} = 1.05$



en z:

$L_z = 10.00 \text{ m}$	$Lam_z = 1.46$
$L_{cr,z} = 10.00 \text{ m}$	$X_z = 0.36$
$Lam_z = 137.14$	$k_{zy} = 0.54$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.17 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\Lambda_{b,y} = 52.86 < \Lambda_{b,max} = 210.00$

$\Lambda_{b,z} = 137.14 < \Lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.28 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.35 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES

Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 2.7 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 6.7 \text{ cm}$$

Vérfié

Cas de charge décisif: 20 G+P3+0.6S+0.6V (1+7)*1.00+(2+8)*0.60

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 6.7 \text{ cm}$$

Vérfié

Cas de charge décisif: 18 G+P1+0.6S+0.6V (1+2)*1.00+6*0.87+8*0.60

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 7 Poteau_7

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 9 1.35G+1.5P2+0.9S+0.9V 1*1.35+6*1.50+2*0.90

MATERIAU:

ACIER E24T $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 450

$$h = 44.0 \text{ cm}$$

$$gM0 = 1.00$$

$$gM1 = 1.00$$

$$b = 30.0 \text{ cm}$$

$$A_y = 138.47 \text{ cm}^2$$

$$A_z = 65.78 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 178.03 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 1.1 \text{ cm}$$

$$I_y = 63721.60 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 9465.33 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 257.00 \text{ cm}^4$$

$$t_f = 2.1 \text{ cm}$$

$$W_{ply} = 3216.07 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz} = 965.55 \text{ cm}^3$$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$N_{Ed} = 770.55 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 245.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{c,Rd} = 4183.66 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed,max} = 245.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{b,Rd} = 1494.57 \text{ kN}$$

$$M_{y,c,Rd} = 755.78 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,Ed} = -49.46 \text{ kN}$$

$$M_{N,y,Rd} = 722.09 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,c,Rd} = 892.53 \text{ kN}$$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$L_y = 10.00 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,y} = 0.56$$

$$L_{cr,y} = 10.00 \text{ m}$$

$$\chi_y = 0.90$$

$$\lambda_{m,y} = 52.86$$

$$\chi_y = 1.06$$



en z:

$$L_z = 10.00 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,z} = 1.46$$

$$L_{cr,z} = 10.00 \text{ m}$$

$$\chi_z = 0.36$$

$$\lambda_{m,z} = 137.14$$

$$k_{zy} = 0.51$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.32 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd} = 0.34 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(2))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 52.86 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 137.14 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.55 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.68 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$v_x = 2.8 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 6.7 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 20 G+P3+0.6S+0.6V (1+7)*1.00+(2+8)*0.60
 $v_y = 0.0 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 6.7 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 18 G+P1+0.6S+0.6V (1+2)*1.00+6*0.87+8*0.60

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 8 Poutre_8

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5P3+0.9S+0.9V 1*1.35+7*1.50+2*0.90

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

$h = 39.0 \text{ cm}$	$gM0 = 1.00$	$gM1 = 1.00$	
$b = 30.0 \text{ cm}$	$A_y = 126.20 \text{ cm}^2$	$A_z = 57.33 \text{ cm}^2$	$A_x = 158.98 \text{ cm}^2$
$t_w = 1.1 \text{ cm}$	$I_y = 45069.40 \text{ cm}^4$	$I_z = 8563.83 \text{ cm}^4$	$I_x = 189.76 \text{ cm}^4$
$t_f = 1.9 \text{ cm}$	$W_{ply} = 2561.80 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 872.86 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = -29.87 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -174.55 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
$N_{t,Rd} = 3736.03 \text{ kN}$	$M_{y,pl,Rd} = 602.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
	$M_{y,c,Rd} = 602.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 349.25 \text{ kN}$
	$M_{N,y,Rd} = 602.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$	$V_{z,c,Rd} = 777.84 \text{ kN}$
	$M_{b,Rd} = 602.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$	
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 72981.90 \text{ kN}\cdot\text{m}$	Courbe, LT -	$X_{LT} = 1.00$
$L_{cr,low} = 0.90 \text{ m}$	$\lambda_{m,LT} = 0.09$	$f_i,LT = 0.47$	$X_{LT,mod} = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.29 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.45 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.29 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 0.4 \text{ cm}$$

Véifié

Cas de charge décisif: 18 G+P1+0.6S+0.6V (1+2)*1.00+6*0.87+8*0.60

$$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 0.4 \text{ cm}$$

Véifié

Cas de charge décisif: 20 G+P3+0.6S+0.6V (1+7)*1.00+(2+8)*0.60



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 9 Poutre_9

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 9 1.35G+1.5P2+0.9S+0.9V 1*1.35+6*1.50+2*0.90

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

$$h = 39.0 \text{ cm}$$

$$gM_0 = 1.00$$

$$gM_1 = 1.00$$

$$b = 30.0 \text{ cm}$$

$$A_y = 126.20 \text{ cm}^2$$

$$A_z = 57.33 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 158.98 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 1.1 \text{ cm}$$

$$I_y = 45069.40 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 8563.83 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 189.76 \text{ cm}^4$$

$$t_f = 1.9 \text{ cm}$$

$$W_{ply} = 2561.80 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz} = 872.86 \text{ cm}^3$$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$N_{,Ed} = 29.87 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = -174.55 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{c,Rd} = 3736.03 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed,max} = -174.55 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{b,Rd} = 3736.03 \text{ kN}$$

$$M_{y,c,Rd} = 602.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,Ed} = 349.25 \text{ kN}$$

$$M_{N,y,Rd} = 602.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,c,Rd} = 777.84 \text{ kN}$$

$$M_{b,Rd} = 602.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$$z = 1.00$$

$$M_{cr} = 72981.90 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Courbe,LT -

$$X_{LT} = 1.00$$

$$L_{cr,low} = 0.90 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,LT} = 0.09$$

$$f_{i,LT} = 0.47$$

$$X_{LT,mod} = 1.00$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zy} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.29 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.45 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.29 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.30 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.30 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y,max} = L/200.00 = 0.5 \text{ cm}$$

Vérfié

Cas de charge décisif: 18 G+P1+0.6S+0.6V (1+2)*1.00+6*0.87+8*0.60

$$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z,max} = L/200.00 = 0.5 \text{ cm}$$

Vérfié

Cas de charge décisif: 19 G+P2+0.6S+0.6V (1+6)*1.00+(2+8)*0.60



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 10 Poutre_10

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 9 1.35G+1.5P2+0.9S+0.9V 1*1.35+6*1.50+2*0.90

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

$$h = 39.0 \text{ cm}$$

$$gM0 = 1.00$$

$$gM1 = 1.00$$

$$b = 30.0 \text{ cm}$$

$$A_y = 126.20 \text{ cm}^2$$

$$A_z = 57.33 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 158.98 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 1.1 \text{ cm}$$

$$I_y = 45069.40 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 8563.83 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 189.76 \text{ cm}^4$$

$$t_f = 1.9 \text{ cm}$$

$$W_{ply} = 2561.80 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz} = 872.86 \text{ cm}^3$$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$$N_{Ed} = -29.86 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = -174.55 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$N_{t,Rd} = 3736.03 \text{ kN}$$

$$M_{y,pl,Rd} = 602.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{y,c,Rd} = 602.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,Ed} = 349.25 \text{ kN}$$

$$M_{N,y,Rd} = 602.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,c,Rd} = 777.84 \text{ kN}$$

$$M_{b,Rd} = 602.02 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$$z = 1.00$$

$$M_{cr} = 72981.90 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Courbe, LT -

$$XLT = 1.00$$

$$L_{cr,low} = 0.90 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,LT} = 0.09$$

$$f_i,LT = 0.47$$

$$XLT,mod = 1.00$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.29 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.45 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.29 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_{y \text{ max}} = L/200.00 = 0.4 \text{ cm}$$

Vérfié

$$\text{Cas de charge décisif: } 18 \text{ G} + \text{P1} + 0.6\text{S} + 0.6\text{V} \quad (1+2)*1.00 + 6*0.87 + 8*0.60$$

$$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_{z \text{ max}} = L/200.00 = 0.4 \text{ cm}$$

Vérfié

$$\text{Cas de charge décisif: } 20 \text{ G} + \text{P3} + 0.6\text{S} + 0.6\text{V} \quad (1+7)*1.00 + (2+8)*0.60$$

**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:**

PIECE: 11 Poutre_11

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

$$\text{Cas de charge décisif: } 16 \text{ 1.35G} + 1.5\text{P1} + 0.9\text{S} + 0.9\text{V} \quad 1*1.35 + 4*1.50 + (2+8)*0.90$$

MATERIAU:ACIER E24 $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400**

h=39.0 cm

gM0=1.00

gM1=1.00

b=30.0 cm

Ay=126.20 cm²

Az=57.33 cm²

Ax=158.98 cm²

tw=1.1 cm

Iy=45069.40 cm⁴

Iz=8563.83 cm⁴

Ix=189.76 cm⁴

tf=1.9 cm

Wply=2561.80 cm³

Wplz=872.86 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N_{Ed} = 29.86 kN

M_{y,Ed} = -174.55 kN*m

N_{c,Rd} = 3736.03 kN

M_{y,Ed,max} = -174.55 kN*m

N_{b,Rd} = 3736.03 kN

M_{y,c,Rd} = 602.02 kN*m

V_{z,Ed} = 349.25 kN

M_{N,y,Rd} = 602.02 kN*m

V_{z,c,Rd} = 777.84 kN

M_{b,Rd} = 602.02 kN*m

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 1.00

M_{cr} = 72981.90 kN*m

Courbe, LT -

XLT = 1.00

L_{cr,low} = 0.90 m

L_{am_LT} = 0.09

f_{i,LT} = 0.47

XLT,mod = 1.00

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

k_{yy} = 1.00



en z:

k_{zy} = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$My,Ed/My,c,Rd = 0.29 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.45 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$My,Ed,max/Mb,Rd = 0.29 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N,Ed/(Xy*N,Rk/gM1) + kyy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.30 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz*N,Rk/gM1) + kzy*My,Ed,max/(XLT*My,Rk/gM1) = 0.30 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

$$uy = 0.0 \text{ cm} < uy \text{ max} = L/200.00 = 0.5 \text{ cm}$$

Vérfié

$$\text{Cas de charge décisif: } 18 \text{ G}+P1+0.6S+0.6V \quad (1+2)*1.00+6*0.87+8*0.60$$

$$uz = 0.0 \text{ cm} < uz \text{ max} = L/200.00 = 0.5 \text{ cm}$$

Vérfié

$$\text{Cas de charge décisif: } 24 \text{ G}+S+0.87 P1+0.6V \quad (1+2)*1.00+4*0.87+8*0.60$$

**Déplacements (REPERE GLOBAL):** Non analysé**Profil correct !!!**

VIII.1.INTRODUCTION

Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales des éléments utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- ✓ Le boulonnage
- ✓ Le soudage

Les liaisons entre les différents éléments représentent ce qu'on appelle communément les assemblages. Ces derniers constituent des composants spécifiques à la construction métallique, ils jouent un rôle très important, on peut les définir comme organes de liaison qui permettent de réunir et de solidariser plusieurs éléments entre eux, on assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les éléments assemblés, sans générer d'efforts parasites. Un assemblage mal conçu, mal calculé ou mal réalisé peut conduire à l'effondrement de la structure.

De ce fait la conception et le calcul des assemblages est d'une importance capitale. Pour cela, dans ce chapitre on va s'intéresser au dimensionnement des différents assemblages des éléments de la structure.

VIII.2.Calcul des assemblages par boulons :

Il faut noter que parmi les plusieurs avantages de la construction métallique est que la majorité des éléments sont assemblés par boulonnage. Ainsi cet avantage permet d'usiner presque tous les éléments d'une structure dans l'atelier avant de les transporter sur site et de les assembler. Dans ce chapitre on va faire le calcul des connections boulonnés HR.

Il existe deux types de boulons :

- Les boulons ordinaires : non précontraints, ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables, ou à la construction sommaire et secondaire.
- Les boulons HR : présente le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR (Haute Résistance) est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Donc le coefficient de frottement ($\mu\mu$) entre les éléments d'une connexion joue un rôle prépondérant.

VIII.2.1. Avantages des boulons HR :

- Déformation très réduite par rapport aux autres types d'assemblages boulonnés (grande raideur)
- Capacité à supporter des charges alternées
- Meilleur comportement en fatigue
- Le boulon HR peut travailler en pression diamétrale s'il perd sa précontrainte.

VIII.3. Assemblage de rive (Poteau-Traverse):

- L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

- L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

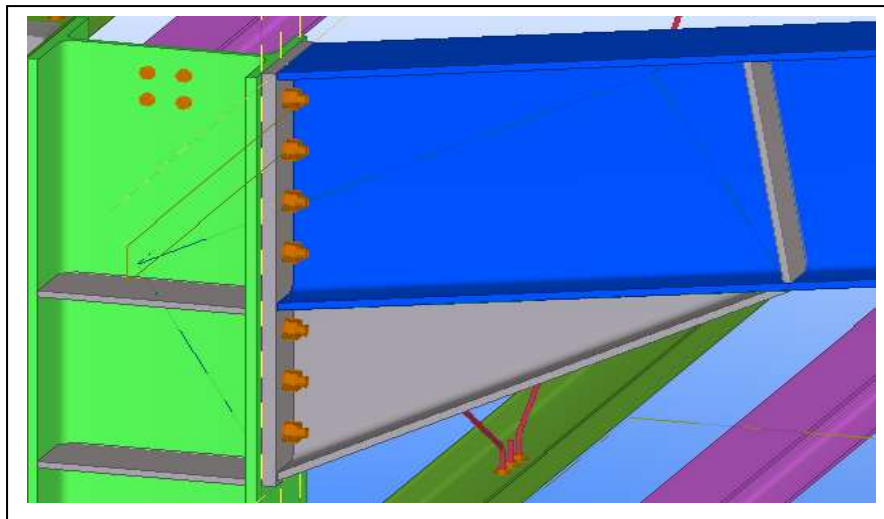


Figure VIII.1.Représentation de l'assemblage poteau-travers.

VIII.3.1. La disposition constructive des boulons :

On opte pour un assemblage constitué de 14 boulons HR10.9 de diamètre de 24mm, La platine a une épaisseur de 25mm.

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).

VIII.3.1.1. Efforts de calcul :

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$x = 16 \sqrt{\frac{200}{10.2}} = 70.85 \text{ mm}$$

$$d_1 = 820.3 \text{ mm}; d_2 = 700.3 \text{ mm}; d_3 = 580.3 \text{ mm};$$

$$d_4 = 460.3 \text{ mm}; d_5 = 340.3 \text{ mm}; d_6 = 220.3 \text{ mm}$$

VIII.3.3. Calcul du moment résistant :

$$M_{Rd} = N_1 d_1 + N_2 d_2 + N_3 d_3 + \dots = \sum N_i d_i$$

$$\frac{N_1}{d_1} = \frac{N_2}{d_2} = \frac{N_3}{d_3} = \dots$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} \left(d_1^2 + N_2 \cdot d_2 \frac{d_1}{N_1} + N_3 \cdot d_3 \frac{d_1}{N_1} + \dots \right)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + d_3^2 + \dots)$$

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} \quad \text{D'où : } N_1 = \frac{M_{Rd} \cdot d_1}{\sum d_i^2}$$

- N_1 : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.
- d_1 : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

a) L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons :

Selon l'article 6-5-8-2 de l'Eurocode 03, on a :

$$F_p = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s = 0,7 \times 1000 \times 245 = 171,5 \text{ kN (Par boulon)}$$

b) Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

- n : Nombre de boulons dans une rangée horizontale.

$$\sum d_i^2 = (220.3^2 + 340.3^2 + 460.3^2 + 580.3^2 + 700.3^2 + 820.3^2) = 1876272.54 \text{ mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171,5 \times 1876272.54}{820.3} \times 10^{-3} = 784.54 \text{ kN.m}$$

On a :

$$M_{y.sd} = 150.34 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 784.54 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VIII.3.4. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\text{Par boulon : } \frac{V_{sd}}{n} = \frac{32.73}{14} = 2.34 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma M_2}$$

- $K_s = 1.0$: Trou normal (**Eurocode 3 P6.5.8.1**)
- $m = 1.0$: un plan de frottement
- $\mu = 0.3$: Coefficient de frottement (**Eurocode 3 P6.5.8.3**)
- F_p : Précontrainte de calcul (**Eurocode 3 P6.5.8.2**)

$$V_{rd} = 0.3 \times \frac{171.5}{1.25} = 41.16 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 2.34 \text{ kN} < V_{rd} = 41.16 \text{ kN}$$

Condition vérifiée.

VIII.3.5. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

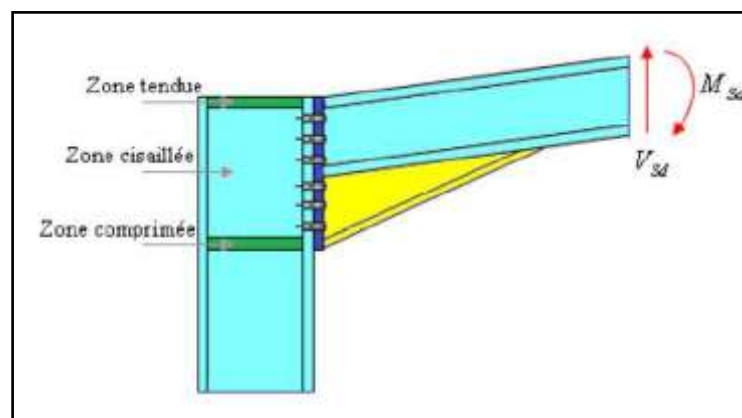


Figure : VII.3-Résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue.

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq F_{t.rd}$$

a) Résistance à la traction :

$$\text{Avec : } F_{t.rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$F_{t.rd}$: Résistance de l'âme du poteau à la traction

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau

b_{eff} : entre axe des boulons ($p=120\text{mm}$)

$$F_{t.rd} = 1.02 \times 12 \times \frac{23.5}{1.1} = 261.5 \text{ kN}$$

b) Efforts de cisaillement vaut :

$$h = 880\text{mm}(440 \times 2)$$

$$t_f = 42\text{mm}(21 \times 2)$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{150.34}{0.88 - 0.042} = 179.4\text{kN}$$

$$\Rightarrow F_v = 179.4\text{kN} < F_{t.rd} = 261.5 \text{ kN}$$

\Rightarrow Il n'est pas nécessaire d'ajouter un raidisseur.

VIII.3.6. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

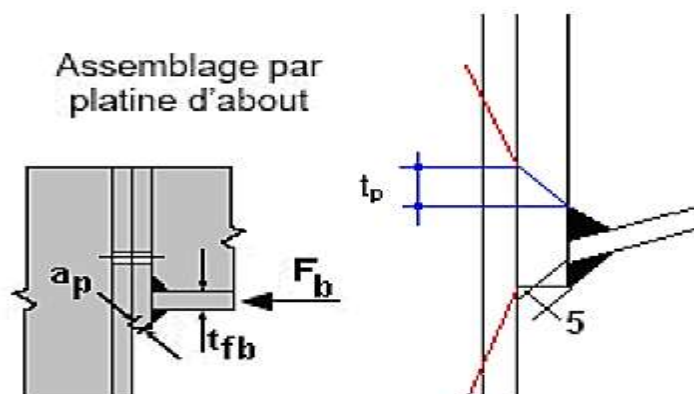


Figure : VIII.4. Résistance âme du poteau dans la zone comprimée.

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq F_{c.rd}$$

a) Calcul de $F_{c.rd}$:

$$F_{c.rd} = \frac{K_c \times \rho \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{M1} \sqrt{\left(1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2 \times 5\sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$\text{Lorsque : } \sigma_{c.sd} \leq 0.7f_y \rightarrow K_c = 1.0$$

$$\text{Lorsque : } \sigma_{c.sd} > 0.7f_y \rightarrow K_c = 1.7 - \frac{\sigma_{c.sd}}{f_y}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{c.sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd} \times Z_{max}}{I_y} = \frac{32.73}{178} + \frac{150.34 \times 10^2 \times 2.1}{63720} = 0.68 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Et : } 0.7f_y = 0.7 \times 23.5 = 16.45 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{Alors : } \sigma_{c.sd} = 0.68 \text{ KN/cm}^2 < 0.7f_y = 16.45 \text{ KN/cm}^2$$

$$\Rightarrow K_c = 1.0$$

- $t_p = 25\text{mm}$: épaisseur de la platine d'extrémité
- $b_{eff} = 21 + 2 \times 5\sqrt{2} + 5(21+27) + 2 \times 25 = 325.14\text{mm}$
- t_{fb} : épaisseur de la semelle de la poutre
- t_{fc} : épaisseur de la semelle du poteau
- r_c : rayon de raccordement âme/semelle du poteau
- α_p : épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5.0mm)

$$\text{Si } \lambda_{BP} \leq 0.72 \rightarrow \rho = 1.0$$

$$\text{Si } \lambda_{BP} > 0.72 \rightarrow \rho = \frac{(\lambda_{BP} - 0.2)}{\lambda_{BP}^2}$$

$$\lambda_{BP} = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} : \text{Élancement réduit de la partie efficace de l'âme}$$

$$\lambda_{BP} = 0.932 \sqrt{\frac{32.51 \times 34.4 \times 23.5}{2.1 \times 10^4 \times 1.15^2}} = 0.9 > 0.72$$

$$\Rightarrow \rho = (\lambda_{BP} - 0.2) / \lambda_{BP}^2 = (0.9 - 0.2) / 0.9^2 = 0.86$$

$$\text{On aura donc : } F_{c.rd} = \frac{1 \times 0.86 \times 32.51 \times 1.15 \times 23.5}{1.1 \sqrt{(1 + 1.3 \left(\frac{32.51}{44}\right)^2)}}$$

$$\Rightarrow F_{c.rd} = 524.71 \text{ KN}$$

b) Calcul de N_{sd} :

$$\text{On a : } N_{sd} = \sum N_i$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} \quad \text{et} \quad M_{sd} = 150.34 \text{ kN.m}$$

$$N_1 = \frac{150.34 \times 820.3 \times 10^{-3}}{1876272.54 \times 10^{-6}} = 65.72 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{150.34 \times 700.3 \times 10^{-3}}{1876272.54 \times 10^{-6}} = 56.11 \text{ kN}$$

$$N_3 = \frac{150.34 \times 580.3 \times 10^{-3}}{1876272.54 \times 10^{-6}} = 46.5 \text{ kN}$$

$$N_4 = \frac{150.34 \times 460.3 \times 10^{-3}}{1876272.54 \times 10^{-6}} = 36.88 \text{ kN}$$

$$N_5 = \frac{150.34 \times 340.3 \times 10^{-3}}{1876272.54 \times 10^{-6}} = 27.27 \text{ kN}$$

$$N_6 = \frac{150.34 \times 220.3 \times 10^{-3}}{1876272.54 \times 10^{-6}} = 17.65 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = 250.15 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow N_{sd} = 250.15 \text{ kN} < F_{c,rd} = 524.71 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

D'où il n'est pas nécessaire d'utiliser un raidisseur

VIII.3.7. Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée :

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq V_{rd}$$

a) Calcul de V_{rd}

$$V_{rd} = 0.58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M0}} = 0.58 \times 23.5 \times 44 \times \frac{1.15}{1.1} = 626.98 \text{ kN}$$

b) Calcul de l'effort de cisaillement F_v :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{150.34}{0.88 - 0.042} = 179.40 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F_v = 179.40 \text{ kN} < V_{rd} = 626.98 \text{ kN}$$

.condition vérifiée

VIII.4. Assemblage du Faitage (Traverse-Traverse) :

L'assemblage traverse – traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée. Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites pour le transport (environ

16m), L'assemblage du faitage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

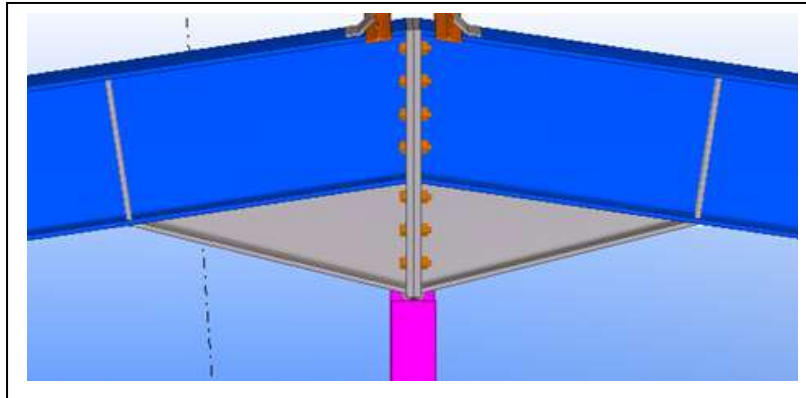


Figure : VIII.5.Représentation de l'assemblage traverse-traverse.

VIII.4.1.La disposition constructive des boulons :

On opte pour un assemblage constitué de 14boulons HR10.9 de diamètre de 24mm, La platine a une épaisseur de 25mm.

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).

VIII.4.2.Efforts de calcul :

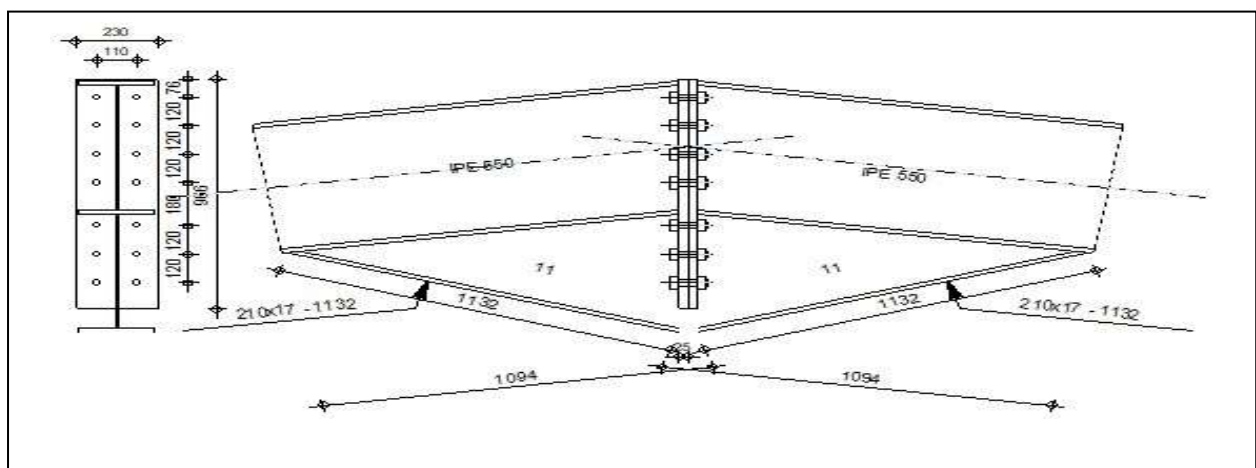


Figure : VIII.6.Détails sur l'assemblage de faitage.

La vérification de l'assemblage à la résistance se fera sous l'effet des sollicitations suivantes

$$M_{sd} = 32.74 \text{KN.m}$$

$$V_{sd} = 6.08 \text{kN}$$

$$N_{sd} = -13.55 \text{KN}$$

VIII.4.3. Vérification à la résistance de l'assemblage :

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

- Le moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_1 \sum d_i^2}{d_1} = \frac{n F_p \sum d_i^2}{d_1}$$

- a) L'effort de calcul de précontrainte autorisé dans les boulons vaut :

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

Boulons de diamètre 24mm :

$$\Rightarrow A_s = 245 \text{mm}^2,$$

$$\Rightarrow f_{ub} = 1000 \text{N/mm}^2$$

$$\Rightarrow F_p = 0.7 \times 1000 \times 10 - 3 \times 245 = 171.5 \text{kN pour un boulon}$$

- b) **Vérification à la résistance de l'assemblage :**

Il faut vérifier si :

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

$$\sum d_i^2 = (220.3^2 + 340.3^2 + 460.3^2 + 580.3^2 + 700.3^2 + 820.3^2) = 1876272.54 \text{mm}^2$$

$$M_{Rd} = \frac{n \cdot F_p \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 171,5 \times 1876272.54}{820.3} \times 10^{-3} = 784.54 \text{kN.m}$$

On a :

$$M_{y.sd} = 32.74 \text{KN.m} < M_{Rd} = 784.54 \text{kN.m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

VIII.4.4. Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

Il faut que :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq V_{rd}$$

$$\text{Par boulon : } \frac{V_{sd}}{n} = \frac{6.08}{14} = 0.43 \text{KN}$$

$$V_{rd} = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma M_2}$$

$$V_{rd} = 1 \times 1 \times 0.3 \times \frac{171.5}{1.25} = 41.16 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = 0.43 \text{ kN} < V_{rd} = 41.16 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

VIII.5. Calcul des bases des poteaux :

VIII.5.1. Définition :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de la fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau (comme le montre la figure suivante.). Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau, elle peut être renforcée par des raidisseurs.

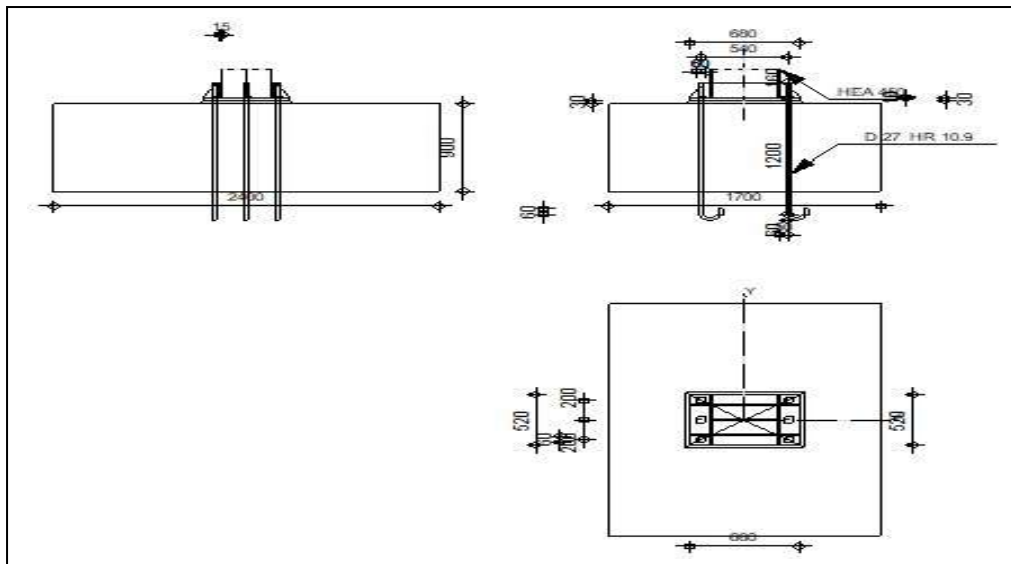


Figure : VIII.7. Base des poteaux.

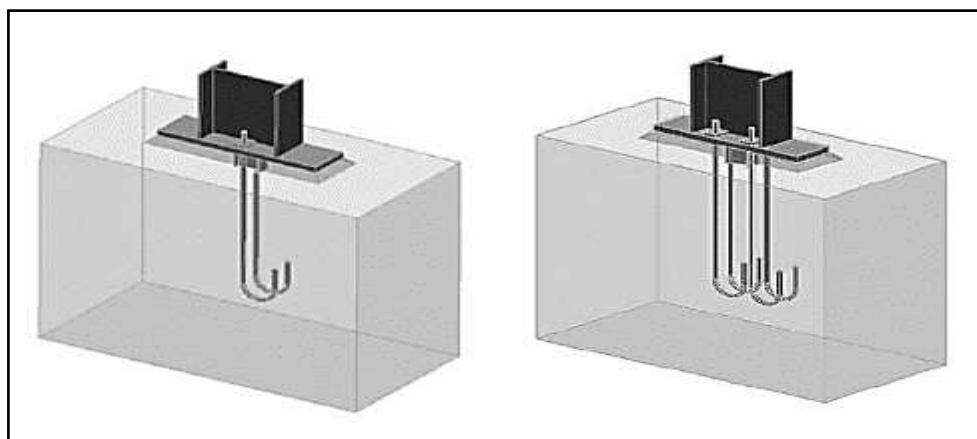


Figure : VIII.8.pied de poteaux encastrés.

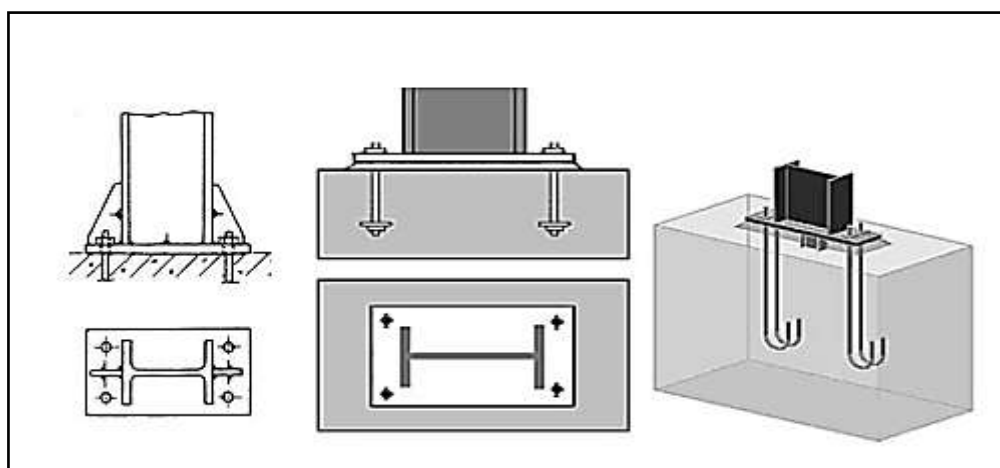


Figure : VIII.9.Pieds de poteaux encastrés.

Dans notre structure on a les poteaux en **HEA450**. Donc on va faire le calcul de dimensionnement de la plaque d'assise sous l'action des charges suivantes :

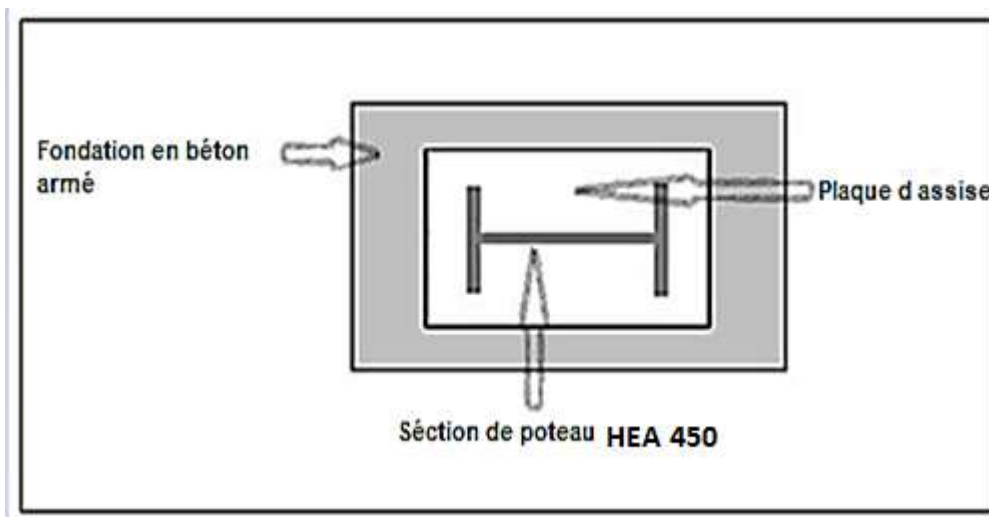


Figure : VIII.10.Détails sur l'assemblage.

VIII.5.2. Données de base :

- Plaque d'assise en acier de nuance S235 : $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Fondation en béton de classe 25/30 : $F_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Coefficients partiels de sécurité : Acier : $\gamma_{M0} = 1.1$; $\gamma_{M2} = 1.25$

Béton : $\gamma_c = 1.15$

VII.5.2.1. Efforts sollicitant

$$M_{y, sd} = -37.75 \text{ KN.m}$$

$$N_{, sd} = -109.84 \text{ KN}$$

$$V_{z, sd} = 9.27 \text{ KN}$$

VIII.5.3. Vérification de la plaque d'assise (platine) :

Les plaques d'assise sont formées par des platines en acier grade S275-JR de dimensions 680x520x30mm. Ces plaques sont soudées aux bas des poteaux par un cordon de soudure de 10mm d'épaisseur sur le contour de la section du profilé. Des raidisseurs en plaques de 20mm d'épaisseur sont rajoutés pour améliorer l'inertiel de l'assise.

On doit vérifier que

$$\sigma = \frac{N_{sd}}{A \times B} + \frac{M_{sd}}{I} \times v = \frac{109.84 \times 10^{-3}}{0.68 \times 0.52} + \frac{37.75 \times 10^{-3}}{0.52 \times 0.68^3 / 12} \times \frac{0.68}{2} = 1.25 \text{ N/mm}^2$$

Donc :

$$1.25 \text{ MPa} < 25 \text{ MPa}$$

On opte pour la platine (680x520x30)

VIII.5.4. Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence :

Pour un boulon d'ancrages :

$$N_{sd} / 2 \leq F_{anc, Rd}$$

La résistance d'ancrages en traction d'unetige

D'ancrages est :

$$F_{anc, Rd} = \pi \cdot d \cdot f_{bd} \cdot (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

Les valeurs courantes sont données comme suit :

$$r = 3d = 3 \times 30 = 90 \text{ mm}$$

$$l_1 = 20d = 20 \times 30 = 600 \text{ mm}$$

$$l_2 = 2d = 2 \times 30 = 60 \text{ mm}$$

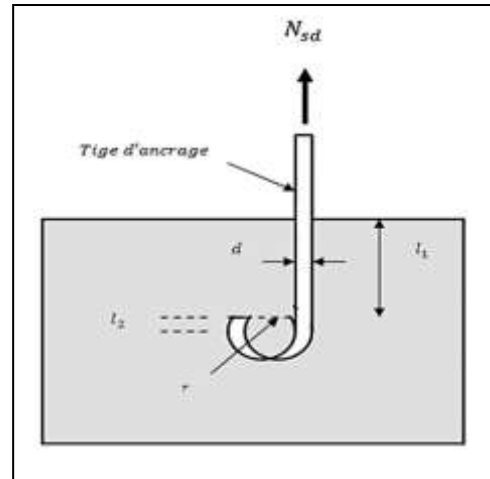


Figure : VIII.11.Tige d'ancrage.

La largeur totale de la tige :

$$l_b = l_1 + 6.4r + 3.5l_2 = 600 + 6.4 \times 90 + 3.5 \times 60 = 1386 \text{ mm}$$

On utilisant la formule suivante donnée dans le guide de l'**Eurocode de CTICM [1]**

La longueur totale de la tige requise est :

$$l_{br\ qd} = 0,144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

- f_{ub} : Résistance ultime du boulon d'ancrage.
- f_{bd} : Contrainte d'adhérence de calcul.
- d : Diamètre du boulon d'ancrage.
- Fondation en béton de classe C25: $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
- Béton : $\gamma_c = 1,5$.

a) Calcul de la contrainte d'adhérence f_{bd} :

$$f_{bd} = \frac{0,36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36\sqrt{25}}{1,5} = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

• **La longueur totale de la tige requise :**

$$l_{br\ qd} = 0,144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}} = 0,144 \times 30 \times \frac{1000}{1,2} = 3600 \text{ mm}$$

b) Calcul de la résistance d'ancrage en traction $F_{anc.Rd}$:

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot l_{br\ qd} \cdot f_{bd} = \pi \times 30 \times 3600 \times 1,2 \times 10^{-3} = 407.15 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = \frac{109.84}{2} = 54.92 \text{KN} < F_{anc.rd} = 407.15 \text{KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Pas d'effort de soulèvement vérifiée

- La longueur d'ancrage de référence requise est :

$$l_{br,qd} = \frac{N_{sd}}{\pi \cdot d \cdot f_{bd}}$$

Où :

$$N_{sd} = A \sigma_{sd} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \times \sigma_{sd} : \text{Effort de soulèvement par tige d'ancrage}$$

$$l_{br,qd} = \frac{\pi \times d^2 \times \sigma_{sd}}{4 \times \pi \times d \times f_{bd}} = \frac{\sigma_{sd}}{4 \times f_{bd}} ; \frac{l_{br,qd}}{d} = \frac{\sigma_{sd}}{4 \times f_{bd}}$$

On suppose que la tige permet d'être ancrée suffisamment pour développer la résistance en traction de la section de la tige

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A} \Rightarrow \max \sigma_{sd} = \frac{N_{t.Rd}}{A} = \frac{(0.9 \times f_{ub} \times A_s) / \gamma_{M2}}{A}$$

En prenant :

A : la section brute de la tige

$$A / A_s \approx 0.8 \quad \Rightarrow \quad A_s : \text{section résistante}$$

$$\max \sigma_{sd} = 0.576 f_{ub}$$

$$l_{b.rqd} = \frac{\max \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} = \frac{0.576 f_{ub}}{4 \cdot f_{bd}}$$

$$l_{b.rqd} = 0.144d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

Conclusion : Les bases de poteaux tel que conçues résistent à tous les efforts et sollicitations leur sont appliquées.

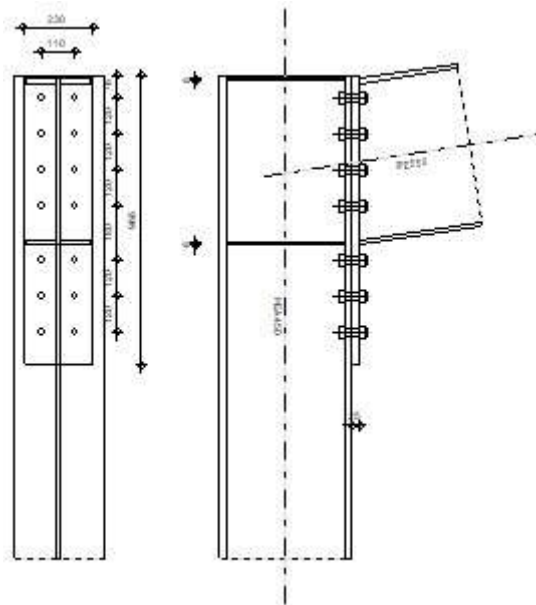
VIII.6 Note de calcul



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

Ratio
0,45**GENERAL**

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure: 1
 Barres de la structure: 5, 1

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé: HEA 450
 Barre N°: 5
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 440$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 21$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 178,03$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 63721,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: ACIER E24
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 550
 Barre N°: 1
 $\alpha = 8,5$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 550$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$\alpha =$	8,5	[Deg]	Angle d'inclinaison
$b_f =$	210	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	11	[mm]	Épaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	17	[mm]	Épaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	134,42	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	67116,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E24		
$f_{yb} =$	235,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

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

$d =$	22	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	218,16	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	7		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	76	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	110	[mm]	
Entraxe $p_i =$	120;120;120;180;120;120	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	966	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	230	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	25	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
$f_{yp} =$	235,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	398	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Épaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	398	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Épaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	8	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	13	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	8	[mm]	Soudure du raidisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 10: 1.35G+1.5P3+0.9S+0.9V 1*1.35+7*1.50+2*0.90

$M_{b1,Ed} = 150,34$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} = 32,73$	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} = -31,17$	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} = 150,34$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} = 31,17$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} = -32,73$	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE****COMPRESSION**

$A_b = 134,42$	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$N_{cb,Rd} = 3158,78$	[kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 72,34$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$			
$V_{cb,Rd} = 981,51$	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		0,03 < 1,00	vérifié (0,03)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 2787,21$	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$M_{b,pl,Rd} = 654,99$	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 2721,96$	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$			
$M_{cb,Rd} = 639,66$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 639,66$	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 539$	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$			
$F_{c,fb,Rd} = 1187,33$	[kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU**PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT**

$M_{b1,Ed} = 150,34$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 0,00$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = 31,17$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = 0,00$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z = 421$	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$			
$V_{wp,Ed} = 341,15$	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]
$A_{vs} = 65,78$	[cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 65,78$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 548$	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 7,77$	[kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 1,13$	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 1,13$	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} = 835,75$	[kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$		0,41 < 1,00	vérifié (0,41)

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

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 12$ [mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 344$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 65,78$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,82$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 42,42$ [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 19,77$ [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$		
$F_{c,wc,Rd1} = 1231,58$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:		
$d_{wc} = 344$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0,93$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,84$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 3,90$	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$		
$F_{c,wc,Rd2} = 1110,53$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Résistance finale:		
$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$		
$F_{c,wc,Rd} = 1110,53$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

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

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 12$ [mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 344$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 65,78$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,82$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 42,42$ [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 19,77$ [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$		
$F_{c,wc,Rd1} = 1231,58$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:		
$d_{wc} = 344$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 0,93$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,84$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 3,90$	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$		
$F_{c,wc,Rd2} = 1110,53$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Résistance finale:		
$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$		
$F_{c,wc,Rd,upp} = 1110,53$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	28	-	95	-	120	174	221	174	221	207	167	167	167
2	28	-	95	-	120	174	229	174	229	240	120	120	120
3	28	-	95	-	120	174	229	174	229	240	120	120	120
4	28	-	95	-	120	174	221	174	221	207	167	167	167
5	28	-	95	-	180	174	221	174	221	267	197	197	197
6	28	-	95	-	120	174	229	174	229	240	120	120	120
7	28	-	95	-	120	174	225	174	225	207	170	170	170

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
----	---	----------------	---	----------------	---	---------------------	---------------------	--------------------	--------------------	-----------------------	-----------------------	----------------------	----------------------

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	40	-	60	-	120	254	278	254	278	247	219	219	219
2	40	-	60	-	120	254	237	237	237	240	120	120	120
3	40	-	60	-	120	254	237	237	237	240	120	120	120
4	40	-	60	-	120	254	237	237	237	247	178	178	178
5	40	275	60	110	120	974	115	115	115	-	-	-	-
6	40	275	60	110	120	974	115	115	115	-	-	-	-
7	40	275	60	110	120	974	115	115	115	-	-	-	-

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{i,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{i,Rd} = 2221,06 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{i,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 218,16 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 381,43 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

- F_{t,fc,Rd} – résistance de la semelle du poteau à la flexion
- F_{t,wc,Rd} – résistance de l'âme du poteau à la traction
- F_{t,ep,Rd} – résistance de la platine fléchie à la flexion
- F_{t,wb,Rd} – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	426,64	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(1)} = 426,64	426,64	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(1)} = 443,66	443,66	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(1)} = 436,32	436,32	Platine d'about - traction
F _{t,wb,Rd(1)} = 662,13	662,13	Ame de la poutre - traction
B _{p,Rd} = 762,86	762,86	Boulons au cisaillement/poinçonnement
V _{wp,Rd} /β = 835,75	835,75	Panneau d'âme - compression
F _{c,wc,Rd} = 1110,53	1110,53	Ame du poteau - compression
F _{c,fb,Rd} = 1187,33	1187,33	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F _{t2,Rd,comp} - Formule	F _{t2,Rd,comp}	Composant
F _{t2,Rd} = Min (F _{t2,Rd,comp})	245,76	Résistance d'une rangée de boulon
F _{t,fc,Rd(2)} = 433,43	433,43	Aile du poteau - traction
F _{t,wc,Rd(2)} = 443,66	443,66	Ame du poteau - traction
F _{t,ep,Rd(2)} = 433,55	433,55	Platine d'about - traction

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(2)} = 617,16$	617,16	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 762,86$	762,86	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 835,75 - 426,64$	409,11	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1110,53 - 426,64$	683,89	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1187,33 - 426,64$	760,69	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 723,45 - 426,64$	296,81	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 672,40 - 426,64$	245,76	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 759,03 - 426,64$	332,39	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 885,41 - 426,64$	458,77	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	163,35	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 433,43$	433,43	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 443,66$	443,66	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 433,55$	433,55	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 617,16$	617,16	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 762,86$	762,86	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 835,75 - 672,40$	163,35	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1110,53 - 672,40$	438,13	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1187,33 - 672,40$	514,93	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 684,70 - 245,76$	438,94	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 585,10 - 245,76$	339,34	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1065,80 - 672,40$	393,40	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 853,59 - 672,40$	181,18	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 678,70 - 245,76$	432,94	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 626,04 - 245,76$	380,28	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1098,38 - 672,40$	425,98	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1198,43 - 672,40$	526,03	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 426,64$	426,64	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 443,66$	443,66	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 433,55$	433,55	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 617,16$	617,16	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 762,86$	762,86	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 835,75 - 835,75$	0,00	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1110,53 - 835,75$	274,78	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1187,33 - 835,75$	351,58	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 723,45 - 163,35$	560,10	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 672,40 - 163,35$	509,06	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1065,80 - 409,11$	656,69	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 853,59 - 409,11$	444,48	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1446,90 - 835,75$	611,15	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1020,13 - 835,75$	184,38	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 725,80 - 163,35$	562,45	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 778,11 - 163,35$	614,76	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1065,15 - 409,11$	656,04	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1091,13 - 409,11$	682,02	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1484,83 - 835,75$	649,08	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1663,53 - 835,75$	827,78	Ame de la poutre - traction - groupe

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	481	426,64	426,64	443,66	436,32	662,13	436,32	762,86
2	361	245,76	433,43	443,66	433,55	617,16	436,32	762,86
3	241	163,35	433,43	443,66	433,55	617,16	436,32	762,86
4	121	-	426,64	443,66	433,55	617,16	436,32	762,86
5	-59	-	426,64	443,66	61,38	-	436,32	762,86
6	-179	-	433,43	443,66	61,38	-	436,32	762,86
7	-299	-	429,53	443,66	61,38	-	436,32	762,86

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 333,66$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,45 < 1,00 **vérifié** (0,45)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de F_{v,Rd} [Tableau 3.4]

$\beta_{Lf} = 0,90$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

F_{v,Rd} = 163,80 [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

F_{t,Rd,max} = 218,16 [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

F_{b,Rd,int} = 337,26 [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

F_{b,Rd,ext} = 337,26 [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	436,32	-4,45	426,64	192,24	187,78	226,90
2	436,32	-4,45	245,76	110,74	106,28	270,60
3	436,32	-4,45	163,35	73,60	69,15	290,52
4	436,32	-4,45	0,00	0,00	-4,45	327,61
5	436,32	-4,45	0,00	0,00	-4,45	327,61
6	436,32	-4,45	0,00	0,00	-4,45	327,61
7	436,32	-4,45	0,00	0,00	-4,45	327,61

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$

$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max}), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd}))$

$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$ [Tableau 3.4]

$V_{j,Rd} = 2098,44$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,02 < 1,00 **vérifié** (0,02)

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w = 142,18$ [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]

$A_{wy} = 66,53$ [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]

$A_{wz} = 75,65$ [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]

$I_{wy} = 57311,41$ [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]

$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 56,38$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]

$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 53,05$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]

$\tau_{\parallel} = 4,33$ [MPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]

$\beta_w = 0,80$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ 112,76 < 365,00 **vérifié** (0,31)

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ 106,36 < 365,00 **vérifié** (0,29)

$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$ 56,38 < 262,80 **vérifié** (0,21)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

t _{wash} =	5	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
h _{head} =	16	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
h _{nut} =	22	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
L _b =	75	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
k ₁₀ =	6	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	21,94	806,02
1	481	3	66	47	2	9,86	474,76
2	361	2	47	26	2	5,77	208,38
3	241	2	47	26	2	3,85	92,98
4	121	3	66	38	2	2,46	29,90

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$
 $Z_{eq} = 367$ [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$
 $k_{eq} = 6$ [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$A_{vc} = 65,78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\beta = 1,00$ Paramètre de transformation [5.3.(7)]

$z = 367$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$k_1 = 7$ [mm] Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement [6.3.2.(1)]

$k_2 = \infty$ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression [6.3.2.(1)]

$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 90144,82$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\mu = 1,00$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 90144,82$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 322067,82$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

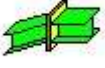

$S_{j,pin} = 6441,36$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

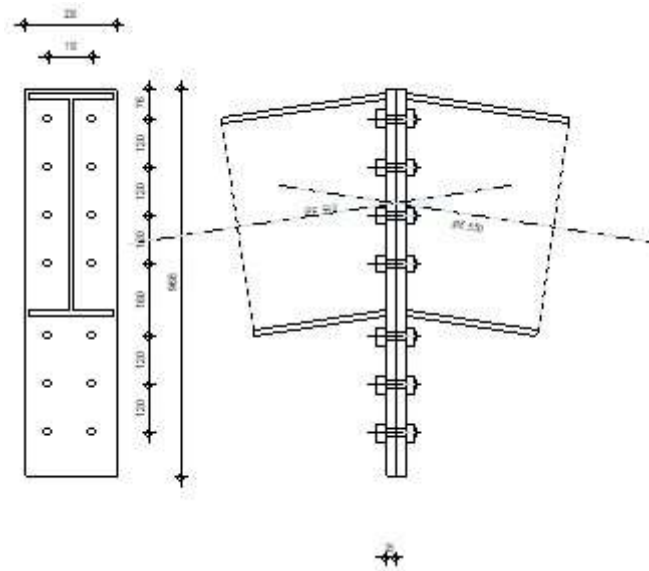
$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILEMENT

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,45

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021 Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	
		Ratio 0,08



GENERAL

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
 Noeud de la structure: 5
 Barres de la structure: 1, 2

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 550
 Barre N°: 1
 $\alpha = -171,5$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 550$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbl} = 210$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbl} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbl} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{bl} = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{bl} = 134,42$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 67116,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER E24
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 550
 Barre N°: 2
 $\alpha = -8,5$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{br} = 550$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbr} = 210$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbr} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbr} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{br} = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{br} = 134,42$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$\alpha = -8,5$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $I_{xbr} = 67116,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: ACIER E24
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

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

$d = 22$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $F_{TRd} = 218,16$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 7$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 76$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 110$ [mm]
 Entraxe $p_i = 120; 120; 120; 180; 120; 120$ [mm]

PLATINE

$h_{pr} = 966$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_{pr} = 230$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{pr} = 25$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: ACIER
 $f_{ypr} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 8$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 13$ [mm] Soudure semelle

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} = 1,10$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 17: 1.35G+1.5V+1.305P1+0.9S 1*1.35+8*1.50+4*1.30+2*0.90

$M_{b1,Ed} = 32,74$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 6,08$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -13,55$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 134,42$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]
 $N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $N_{cb,Rd} = 3158,78$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 72,34$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$
 $V_{cb,Rd} = 981,51$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
 $V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0,01 < 1,00 **vérifié** (0,01)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 2787,21$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{b,pl,Rd} = 654,99$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 2787,21$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{cb,Rd} = 654,99$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 654,99$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 533$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$
 $F_{c,fb,Rd} = 1229,34$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	40	-	60	-	120	254	278	254	278	247	219	219	219
2	40	-	60	-	120	254	237	237	237	240	120	120	120
3	40	-	60	-	120	254	237	237	237	240	120	120	120
4	40	-	60	-	120	254	237	237	237	247	178	178	178
5	40	275	60	110	120	974	115	115	115	-	-	-	-
6	40	275	60	110	120	974	115	115	115	-	-	-	-
7	40	275	60	110	120	974	115	115	115	-	-	-	-

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd})$
 $N_{j,Rd} = 3158,78$ [kN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]
 $N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ **vérifié** (0,00)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 218,16$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $B_{p,Rd} = 454,09$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]
 $F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
 $F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
 $F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion
 $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction
 $F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]
 $F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
 $F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]
 $F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
F _{t1,Rd} = Min (F _{t1,Rd,comp})	436,32	Résistance d'une rangée de boulon

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(1)} = 436,32$	436,32	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 662,13$	662,13	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 908,17$	908,17	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 1229,34$	1229,34	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	322,71	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 433,55$	433,55	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 617,16$	617,16	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 908,17$	908,17	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1229,34 - 436,32$	793,02	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 759,03 - 436,32$	322,71	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 885,41 - 436,32$	449,09	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	303,33	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 433,55$	433,55	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 617,16$	617,16	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 908,17$	908,17	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1229,34 - 759,03$	470,31	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 678,70 - 322,71$	355,99	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 626,04 - 322,71$	303,33	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1098,38 - 759,03$	339,35	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1198,43 - 759,03$	439,40	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 218,81 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 215,57 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	254,74	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 433,55$	433,55	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 617,16$	617,16	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 908,17$	908,17	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1229,34 - 974,60$	254,74	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 725,80 - 215,57$	510,23	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 778,11 - 215,57$	562,54	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1065,15 - 538,28$	526,87	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1091,13 - 538,28$	552,85	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1484,83 - 974,60$	510,23	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1663,53 - 974,60$	688,92	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 110,06 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 108,43 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

Les autres boulons sont inactifs (ils ne transfèrent pas de charges) car la résistance d'un des composants de l'assemblage s'est épuisée ou ces boulons sont situés au-dessous du centre de rotation.

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	481	436,32	-	-	436,32	662,13	436,32	908,17
2	361	322,71	-	-	433,55	617,16	436,32	908,17

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
3	241	215,57	-	-	433,55	617,16	436,32	908,17
4	121	108,43	-	-	433,55	617,16	436,32	908,17
5	-59	-	-	-	61,38	-	436,32	908,17
6	-179	-	-	-	61,38	-	436,32	908,17
7	-299	-	-	-	61,38	-	436,32	908,17

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$

$M_{j,Rd} = 391,91$ [kN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2]

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,08 < 1,00 **vérifié** (0,08)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v = 0,60$ Coefficient pour le calcul de F_{v,Rd} [Tableau 3.4]

$\beta_{Lf} = 0,90$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs [3.8]

F_{v,Rd} = 163,80 [kN] Résistance d'un boulon au cisaillement [Tableau 3.4]

F_{t,Rd,max} = 218,16 [kN] Résistance d'un boulon à la traction [Tableau 3.4]

F_{b,Rd,int} = 401,50 [kN] Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale [Tableau 3.4]

F_{b,Rd,ext} = 401,50 [kN] Résistance du boulon de rive en pression diamétrale [Tableau 3.4]

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	436,32	-1,94	436,32	36,45	34,51	309,10
2	436,32	-1,94	322,71	26,96	25,02	314,19
3	436,32	-1,94	215,57	18,01	16,07	318,99
4	436,32	-1,94	108,43	9,06	7,12	323,79
5	436,32	-1,94	0,00	0,00	-1,94	327,61
6	436,32	-1,94	0,00	0,00	-1,94	327,61
7	436,32	-1,94	0,00	0,00	-1,94	327,61

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$

$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$

$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max}), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$

$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd}$ [Tableau 3.4]

$V_{j,Rd} = 2248,87$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,00 < 1,00 **vérifié** (0,00)

RESISTANCE DES SOUDURES

A_w = 142,18 [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]

A_{wy} = 66,53 [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]

A_{wz} = 75,65 [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]

I_{wy} = 57311,41 [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz. [4.5.3.2(5)]

$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 12,08$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]

$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 11,35$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]

$\tau_{\parallel} = 0,80$ [MPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]

$\beta_w = 0,80$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ 24,16 < 365,00 **vérifié** (0,07)

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ 22,74 < 365,00 **vérifié** (0,06)

$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$ 12,08 < 262,80 **vérifié** (0,05)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

t_{wash} = 5 [mm] Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]

$t_{wash} =$	5	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	16	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	22	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	71	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	7	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	58,27	2136,04
1	481	∞	∞	47	5	25,39	1222,47
2	361	∞	∞	26	4	16,06	580,58
3	241	∞	∞	26	4	10,73	259,06
4	121	∞	∞	38	5	6,09	73,93

$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=3}^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$
 $Z_{eq} = 367$ [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$
 $k_{eq} = 16$ [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq}$ [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 448568,11$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\mu = 1,00$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 448568,11$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 322067,82$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]



$S_{j,pin} = 6441,36$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

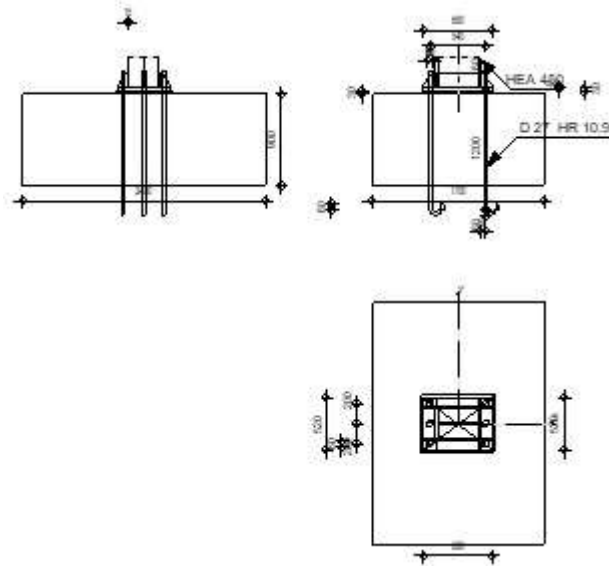
$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AILE ET AME DE LA POUTRE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,08

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021	
	Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	



GENERAL

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 9
 Barres de la structure: 5

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 450
 Barre N°: 5
 $L_c = 10,00$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 440$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 21$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 178,03$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 63721,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E24

$f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 365,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 680$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 520$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 30$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER

$f_{ypd} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 365,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

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

Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction

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

Classe = HR 10.9	Classe de tiges d'ancrage
d = 27 [mm]	Diamètre du boulon
A _s = 4,59 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A _v = 5,73 [cm ²]	Aire de la section du boulon
n _H = 2	Nombre de colonnes des boulons
n _V = 3	Nombre de rangées des boulons
Ecartement e _{Hi} = 540 [mm]	
Entraxe e _{Vi} = 200 [mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

L ₁ = 160 [mm]
L ₂ = 1200 [mm]
L ₃ = 120 [mm]
L ₄ = 60 [mm]

Platine

l _{wd} = 60 [mm]	Longueur
b _{wd} = 60 [mm]	Largeur
t _{wd} = 10 [mm]	Epaisseur

RAIDISSEUR

l _s = 680 [mm]	Longueur
w _s = 520 [mm]	Largeur
h _s = 150 [mm]	Hauteur
t _s = 15 [mm]	Epaisseur
d ₁ = 20 [mm]	Grugeage
d ₂ = 20 [mm]	Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ _{M0} = 1,00	Coefficient de sécurité partiel
γ _{M2} = 1,25	Coefficient de sécurité partiel
γ _C = 1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

L = 1700 [mm]	Longueur de la semelle
B = 2400 [mm]	Largeur de la semelle
H = 900 [mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	BETON20
f _{ck} = 20,00 [MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

t _g = 30 [mm]	Epaisseur du mortier de calage
f _{ck,g} = 12,00 [MPa]	Résistance caractéristique à la compression
C _{f,d} = 0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

a _p = 8 [mm]	Plaque principale du pied de poteau
a _s = 4 [mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 14: 1.35G+1.5S+1.305P2+0.9V 1*1.30

N _{j,Ed} = -109,84 [kN]	Effort axial
V _{j,Ed,z} = 9,27 [kN]	Effort tranchant
M _{j,Ed,y} = -37,75 [kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS**ZONE COMPRIMEE****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} = 13,33$ [MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j = 22,39$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$		
$c = 56$ [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} = 133$ [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} = 412$ [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} = 549,19$ [cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} = 4942,72$ [cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$		
$F_{rd,u} = 2196,76$ [kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j = 0,67$	Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$		
$f_{jd} = 26,67$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} = 2782,07$ [cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} = 846,40$ [cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$		
$F_{c,Rd,n} = 7418,86$ [kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 2257,07$ [kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} = 7895,32$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 1855,40$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} = 458$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$		
$F_{c,fc,Rd,y} = 4055,39$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 7418,86$ [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{c,Rd,y} = 2257,07$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

ZONE TENDUE**RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE**

$A_b = 4,59$ [cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} = 1000,00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$\beta = 0,85$	Coefficient de réduction de la résistance du boulon	[3.6.1.(3)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0,9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$		
$F_{t,Rd,s1} = 280,91$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} = 900,00$ [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$		
$F_{t,Rd,s2} = 344,25$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$		
$F_{t,Rd,s} = 280,91$ [kN]	Résistance du boulon à la rupture	

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 20,00$ [MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$f_{ctd} = 0,7 * 0,3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_C$		
$f_{ctd} = 1,03$ [MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_1 = 1,00$	Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_2 = 1,00$	Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$			
$f_{bd} = 2,32$	[MPa]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} = 900$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$			
$F_{t,Rd,p} = 177,18$	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 667$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot h_{ef}^{1.5}$			
$N_{Rk,c}^0 = 577,35$	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} = 2000$	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} = 1000$	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 40000,00$	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 12640,00$	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\Psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$\Psi_{A,N} = 0,32$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 580$	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\Psi_{s,N} = 0,87$		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\Psi_{ec,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$			
$\Psi_{re,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\Psi_{ucr,N} = 1,00$		Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2,16$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \Psi_{A,N} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$			
$F_{t,Rd,c} = 73,8$	[kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 900$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck}^{0.5} \cdot h_{ef}^{1.5}$			
$N_{Rk,c}^0 = 905,61$	[kN]	Résistance de calcul pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 1800$	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 900$	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 32400,00$	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 10853,33$	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\Psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$\Psi_{A,N} = 0,33$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c = 580$	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c/c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\Psi_{s,N} = 0,89$		Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\Psi_{ec,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$\Psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$			
$\Psi_{re,N} = 1,00$		Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\Psi_{ucr,N} = 1,00$		Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\Psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$			
$\Psi_{h,N} = 0,63$		Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} = 2,16$		Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \Psi_{A,N} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ucr,N} \cdot \Psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$			
$F_{t,Rd,sp} = 79,04$	[kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$		
$F_{t,Rd} = 73,82$	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 564$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 564$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 141$	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 29,81$	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]

$l_{eff,1} = 564$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$M_{pl,2,Rd} = 29,81$ [kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 846,00$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 311,04$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 221,47$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,y} = 221,47$ [kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$		
$F_{T,Rd,y} = 221,47$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{i,Ed} / N_{i,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)
$e_y = 947$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,y} = 229$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} = 270$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 145,62$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{i,Ed,y} / M_{i,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,26 < 1,00$	vérifié	(0,26)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,80$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 0,80$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]	
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 475,76$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 5,73$ [cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 1000,00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 113,59$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$\alpha_M = 2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 2,46$ [kN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 59$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 70,19$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 159,45$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,op} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,op} = 147,64$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 417,3$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} = 1,00$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon	CEB

$V_{Rk,c,z}^0$	417,3 [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB
=	$\frac{1}{9}$	d'ancrage	[9.3.4.(a)] [9.3.4.(e)]
$\Psi_{\alpha,V,z}$	= 1,00	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\Psi_{ucr,V,z}$	= 1,00	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
γ_{Mc}	= 2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \Psi_{A,V,z} \Psi_{h,V,z} \Psi_{s,V,z} \Psi_{ec,V,z} \Psi_{\alpha,V,z} \Psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,z}$	= 193,23 [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]
GLISSEMENT DE LA SEMELLE			
$C_{f,d}$	= 0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed}$	= 39,84 [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{i,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$			
$F_{i,Rd}$	= 11,95 [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]
CONTROLE DU CISAILLEMENT			
$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{t,Rd}$			
$V_{j,Rd,z}$	= 433,09 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$		0,02 < 1,00	vérifié (0,02)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

M_1	= 1,44 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
Q_1	= 28,71 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
Z_s	= 35 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
I_s	= 1894,85 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
σ_d	= 0,39 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_g	= 10,97 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
τ	= 12,76 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_z	= 22,10 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		0,09 < 1,00	vérifié (0,09)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

M_1	= 0,66 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
Q_1	= 13,89 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
Z_s	= 31 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
I_s	= 1991,51 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
σ_d	= 0,04 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_g	= 4,93 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
τ	= 6,17 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_z	= 10,69 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)		0,05 < 1,00	vérifié (0,05)

SOUDES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

σ_{\perp}	= 6,36 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	= 6,36 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
τ_{yII}	= 0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII}	= 0,54 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W	= 0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)		0,02 < 1,00	vérifié (0,02)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		0,04 < 1,00	vérifié (0,04)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)		0,03 < 1,00	vérifié (0,03)

SOUDES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

σ_{\perp}	= 0,00 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
τ_{\perp}	= 0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	41,42	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,21 < 1,00 vérifié (0,21)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	15,55	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	15,55	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	11,57	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	37,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,11 < 1,00 vérifié (0,11)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS**Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau**

$\sigma_{\perp} =$	21,14	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	21,14	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	29,76	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	66,68	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,19 < 1,00 vérifié (0,19)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	12,92	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	12,92	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	15,00	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	36,64	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,11 < 1,00 vérifié (0,11)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$b_{eff} =$	133	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	412	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)}$				
$k_{13,y} =$	26	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	564	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	141	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	5	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	300	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	2	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,56		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	99989,24	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	401446,08	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

FONDATION A L'ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

REMARQUES

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible.
Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court.

60 [mm] < 81 [mm]
60 [mm] < 135 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,26

IX.1.Introduction :

Les fondations représentent la partie de l'ouvrage en contact avec le sol d'assise.

Ces dernières doivent pouvoir lui transmettre tous les efforts de la superstructure sans dépassement des paramètres indiqués sur le rapport géotechnique en particulier la contrainte admissible. Les fondations doivent aussi résister à l'agressivité du sol, au gel et aux venues d'eau, d'où la nécessité de leurs conception en béton armé avec fissuration préjudiciable.

IX.2.Charges à considérer :

Les efforts maximum résultants du logiciel robot pour la fondation la plus défavorable sont :

$$N_{sd} = -109.84KN$$

$$M_{sd} = -37.75KN.m$$

$$V_{sd} = 9.27KN$$

Selon le rapport géotechnique, la contrainte admissible du sol d'assise de notre ouvrage est :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$$

IX.3.Vérification de la contrainte du sol :

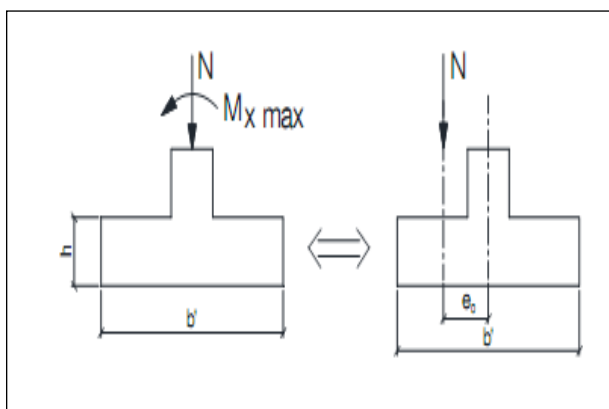
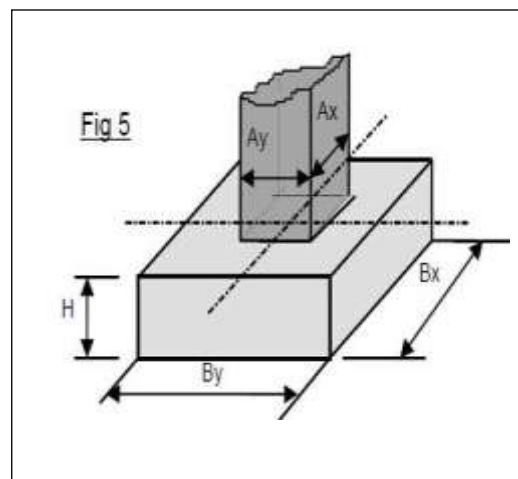
$$A_y = 0.52m, A_x = 0.68m, B_y = 2m, B_x = 3m$$

$$h = 0.6$$

- Calcul de l'excentricité :

Lorsqu'un élément est sollicité par un effort normal centré et un moment fléchissant, il est possible de remplacer l'effet du moment fléchissant par un effort normal excentré appliqué à une distance e_0 .

$$e_0 = \frac{M_{max}}{N} = \frac{37.75}{109.84} = 0.34$$



IX.3.1.Vérification des contraintes :

La répartition des contraintes sous la fondation ne doit pas provoquer de traction dans le sol.

Le diagramme de ces contraintes aura donc une forme trapézoïdale au pire triangulaire. Cela est possible si l'effort normal excentré se trouve à l'intérieur du noyau central de la semelle.

La relation suivante doit donc être vérifiée :

$$e_0 = 0.34 \leq \frac{B_x}{6} = 0.5 \text{ ok}$$

Condition vérifiée

Donc : il n'existe aucune traction dans le sol.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{a \times b} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{b} \right) = \frac{109.84}{2 \times 3} \left(1 + \frac{6 \times 0.34}{3} \right) = 30.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 30.75 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2 \text{ ok}$$

Condition vérifiée

Donc : Les contraintes dans le sol sont vérifiées.

IX.4. Ferrailage de la fondation :

Pour notre cas, nous choisissons d'utiliser la méthode des consoles qui consiste à considérer la fondation comme une console libre retenue par le poteau et chargée par la réaction du sol.

$$M_{max} = \frac{px l^2}{2} \text{ avec : } P = \sigma_{max} \times 1 \text{ ml}$$

$$M_{max} = \frac{30.75 \times 1.5^2}{2} = 34.6 \text{ KN.m}$$

a. Détermination des armatures :

Le calcul des armatures sera fait à l'ELS avec une fissuration préjudiciable.

- Etat limite de compression de béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \ll \text{Article A.4.5.2 -BAEL91}\gg$$

- Etat limite d'ouverture de fissures :

$$\sigma_s = 250 \text{ MPa}$$

$$\overline{\alpha}_{rb} = \frac{\overline{\sigma}_{bc} \times 15}{\sigma_s \overline{\sigma}_{bc} \times 15} = 0.47$$

$$M_{rb} = 0.5 \times \overline{\alpha}_{rb} \times \left(1 - \frac{\overline{\alpha}_{rb}}{3} \right) b_0 d^2 \overline{\sigma}_{bc}$$

$$M_{rb} = 0.5 \times 0.47 \left(1 - \frac{0.47}{3}\right) 1 \times 0.55^2 \times 15 = 899.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{max} = M_{ser} = 34.6 \text{ KN/m} < M_{rb} = 764.36 \text{ KN.m}$$

Donc : les armatures comprimées sont nulles $A'_s = 0$

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b_0 d^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{34.6}{1 \times 0.55^2 \times 250} = 0.45$$

$$\bar{z}_{rb} = \frac{15}{16} \times d \times \frac{40 \mu_s + 1}{50 \mu_s + 1} = \frac{15}{16} \times 0.55 \times \frac{40 \times 0.45 + 1}{50 \times 0.45 + 1} = 0.42 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{z}_{rb} \times \bar{\sigma}_s} = \frac{34.6 \times 10^2}{0.42 \times 10^2 \times 250 \times 10^{-1}} = 3.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

Pour qu'une section en béton armé soumise à la traction ou à la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivante doit être vérifiée :

$$A_s = 0.23 \frac{b_0 d \times f_{c28}}{f_e} \quad \text{« Article A.4.2.1 – BAEL91 »}$$

$$A_s = 0.23 \frac{100 \times 55 \times 2.1}{500} = 5.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

f_{t28} : est la force de traction du béton à 28 jours égale à 2.10 MPa.

$$f_e = 500 \text{ MPa}$$

Conclusion :

✓ Nous choisissons pour la nappe inférieure des HA20 espacés tous les 18 cm soit une section d'armature $A_s = 18.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

✓ Pour la nappe supérieure, on prend des armatures en HA14 espacées toutes les 20 cm pour éviter la fissuration de retrait.

IX.5. Calcul des longrines :

Introduction :

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Elles sont soumises à des forces axiales de traction égales à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \quad \text{« Article 10.1.1 – RPA99 / version 2003 »}$$

Avec :

N : effort normal maximal ; $N = 25.95 \text{ KN}$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée :

$$\alpha = 12$$

$$F = \frac{109.84}{12} = 9.15 \text{ KN}$$

IX.5.1 Armature longitudinales en traction simple :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{F}{\frac{F_e}{\gamma_s}} = \frac{10.984}{\frac{500}{1.15}} = \frac{9.15}{434 \times 10^3} \times 10^4 = 0.21 \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 0.6\% \times B = 0.6 \times 10^{-2} \times 30 \times 35$$

$$A_{min} = 6.3 \text{ cm}$$

Donc on ferraille avec A_{min}

Soit **8HA12** répartie sur toute la section, avec $A_s = 9.04 \text{ cm}^2$

IX.5.2. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq \frac{b \times h \times f_{t28}}{f_e} = \frac{30 \times 35 \times 2.1}{500} = 4.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.04 \text{ cm}^2 > 4.41 \text{ cm}^2$$

Condition est vérifiée

IX.5.3. Armatures transversales :

Soit des cadres de diamètre 8mm dont l'espacement est inférieur à : $\min(20\text{cm}, 15\phi)$

$$s_t < \min(20\text{cm} ; 0.8 \times 15\text{cm}) = 12 \text{ cm} \text{ (RPA 2003 art(10.1.1))}$$

Les cadres sont espacés de 15cm en travée et de 10cm en zone nodale.

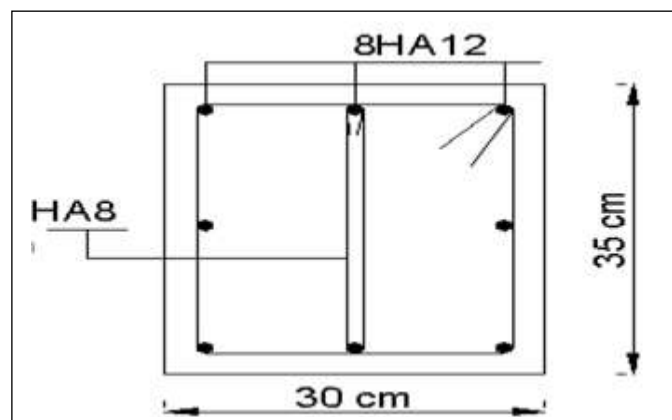


Figure IX.1: Schéma de ferrailage des longrines.

Conclusion général

Ce projet, réalisé en binômes sous l'encadrement de notre enseignant, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part. Et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structure ; même sur la pratique des logiciels techniques comme Robot, Tekla, Autocade , nous a aussi permis d'apprendre a travaillé en équipe, il fut une très bonne expérience avant le début de notre vie professionnelle.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Ce travail est une petite contribution laquelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Référence Bibliographique

- Charges permanentes et charges d'exploitation « D.T.R-B.C-2.2 ».
- Règles neige et vent « RNV2013, D.T.R-C-2.4.7 ».
- Règles de calcul des structures en acier « EC3.ENV1993-1-1 Eurocode3 »
- Règles de conception des structures en acier « CCM97 ».
- Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de ponts Roulants « CTICM ».
- Règles parasismiques algériennes « RPA99 / version 2003, D.T.R.-B.C-2.48 ».
- Le livre de Mr-LahlouDahmani « 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-2.331 ».

ANNEXE

Annexe 1 : Tableau des armatures en (cm²)

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe 2 : Valeur de χ en fonction de λ

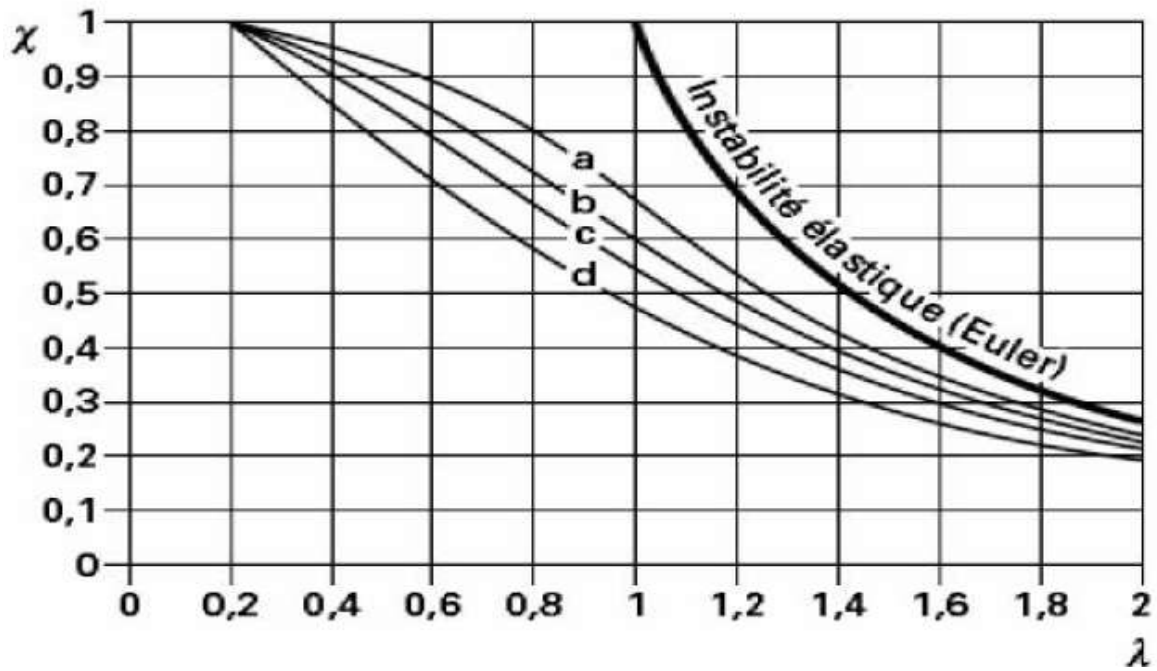
Valeurs du coefficient de flambement χ de la courbe a

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

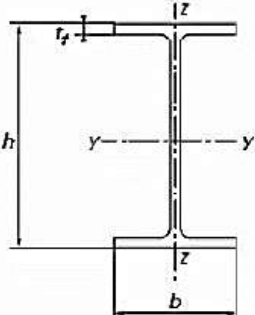
$$\text{où : } \phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \text{ et : } \alpha = 0,21$$

$\bar{\lambda}$	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

Fig. Annexe. 3: Coefficient de réduction χ en fonction de l'élancement réduit λ (EC3 5.5.1.2-2)



Annexe.4 : Tableau de choix de la courbe de flambement correspondant à une Section en double I (EC3 Tableau 5.5.3)

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 mm < $t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c
	$h/b \leq 1,2$: $t_f \leq 100$ mm $t_f > 100$ mm	y-y z-z y-y z-z	b c d d

Annexe.5 : Tableau Facteurs d'imperfection (EC3 Tableau 5.5.1)

Courbe de	a0	a	b	c	d
Facteur	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

Annexe.6– Facteurs d'imperfection λ_{LT} pour les courbes de déversement

Courbe de déversement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α_{LT}	0.21	0.34	0.49	0.76

Annexe.7 : Courbes de déversement pour une section transversale

Sections	Limites	Courbe de déversement
Sections en I laminées	h/b	a
	$\leq \alpha 2$	b
Autres sections	-	d

Annexe.8 : Facteurs d'interaction k ij (EC3 Tableau A.1)

$$\bar{\lambda}_{\max} = \max \left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y \\ \bar{\lambda}_z \end{array} \right.$$

$\bar{\lambda}_0$ = élancement réduit pour le déversement dans le cas du moment fléchissant uniforme, c'est-à-dire $\psi_y = 1,0$ dans le Tableau A.2

$\bar{\lambda}_{1,T}$ = élancement réduit pour le déversement

Pour $\bar{\lambda}_0 = 0$: $C_{my} = C_{my,0}$
 $C_{mz} = C_{mz,0}$
 $C_{mLT} = 1,0$



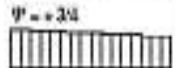


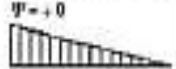
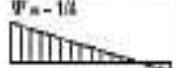
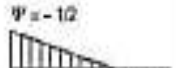
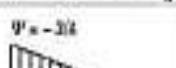
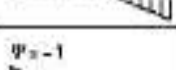
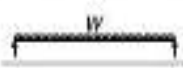
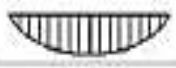
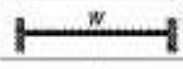





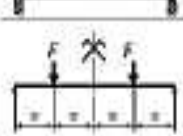
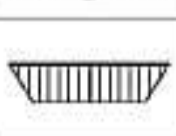

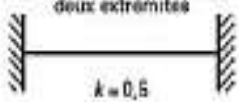
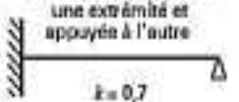
Pour $\bar{\lambda}_0 > 0$: $C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0}) \frac{\sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} a_{LT}}$
 $C_{mz} = C_{mz,0}$
 $C_{mLT} = C_{my}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}}$

$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A}{W_{el,y}}$ pour les sections transversales de Classes 1, 2 et 3


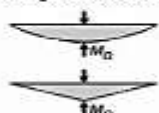
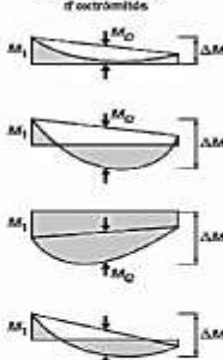
$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{Ed}} \frac{A_{eff}}{W_{eff,y}}$ pour les sections transversales de Classe 4

$N_{cr,y}$ = effort normal critique de flambement élastique par flexion selon l'axe y-y
 $N_{cr,z}$ = effort normal critique de flambement élastique par flexion selon l'axe z-z
 $N_{cr,T}$ = effort normal critique de flambement élastique par torsion
 I_T = inertie de torsion de Saint-Venant
 I_y = moment d'inertie de flexion par rapport à l'axe y-y

Annexe.9 : Coefficients C1, C2 et C3 pour

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients					
			C_1	C_2	C_3			
	$\psi = +1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	0 0 0	1,000 1,113 1,114			
	$\psi = +3/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	0 0 0	0,998 1,566 2,283			
	$\psi = +1/2$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	0 0 0	0,992 1,556 2,271			
	$\psi = +1/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	0 0 0	0,977 1,531 2,236			
	$\psi = 0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	0 0 0	0,939 1,473 2,150			
	$\psi = -1/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	0 0 0	0,855 1,340 1,947			
	$\psi = -1/2$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	0 0 0	0,676 1,059 1,546			
	$\psi = -3/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	0 0 0	0,366 0,575 0,837			
	$\psi = -1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	0 0 0	0,000 0,000 0,000			
			1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,990		
		1,0 0,5	1,286 0,712	1,562 0,662	0,753 1,070			
		1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050			
		1,0 0,5	1,565 0,933	1,267 0,715	2,640 4,800			
		1,0 0,5	1,048 1,010	0,430 0,410	1,120 1,800			
<p>Poutre appuyée aux deux extrémités</p>  <p>$k = 1$</p>			<p>Poutre encastree aux deux extrémités</p>  <p>$k = 0,5$</p>			<p>Extrémité encastree à une extrémité et appuyée à l'autre</p>  <p>$k = 0,7$</p>		

Annexe.10 : Facteurs de moment uniforme équivalent

Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M	
<p>Moments d'extrémités</p>  <p>M_1 ψM_1</p> <p style="text-align: center;">$-1 < \psi < 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$	
<p>Moments dus à des charges transversales</p>  <p style="text-align: center;">M_0</p> <p style="text-align: center;">M_0</p>	$\beta_{M,0} = 1,3$ $\beta_{M,0} = 1,3$	
<p>Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités</p>  <p style="text-align: center;">M_0</p> <p style="text-align: center;">M_0</p> <p style="text-align: center;">M_0</p> <p style="text-align: center;">M_0</p>	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_0}{\Delta M} (\beta_{M,0} - \beta_{M,\psi})$ <p style="text-align: center;">$M_0 = \max M$ dû aux charges transversales seulement</p> $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$	
facteur	axe de flexion	points maintenus suivant la direction
β_{M_y}	y-y	z-z
β_{M_z}	z-z	y-y
$\beta_{M,LT}$	y-y	y-y

Annexe. 11 : Coefficient de pression extérieure pour toiture a deux versent

Angle de pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,F}$	$C_{pe,G}$	$C_{pe,H}$	$C_{pe,I}$	$C_{pe,J}$	$C_{pe,K}$	$C_{pe,L}$	$C_{pe,M}$	$C_{pe,N}$	$C_{pe,O}$
-10°	-0,8		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-2,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-3,2
-5°	-2,3	-3,1	-4,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+4,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-2,3	-3,1	-4,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		0,0	0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	0,7		0,7		0,4		0,0		0,0	
45°	0,0		0,0		0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		0,0		0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Angle de pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,F}$	$C_{pe,G}$	$C_{pe,H}$	$C_{pe,I}$	$C_{pe,J}$	$C_{pe,K}$	$C_{pe,L}$	$C_{pe,M}$
-45°	-1,4	-2,0	-2,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-2,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,8	-2,5	-2,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-2,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,8	-2,2	-2,3	-2,0	-0,7	-1,2	0,0	
15°	-1,3	-2,0	-2,3	-2,0	-0,6	-1,2	0,3	
30°	-1,1	-1,5	-2,4	-2,0	-0,8	-1,2	0,3	
45°	-1,1	-1,5	-2,4	-2,0	-0,9	-1,2	0,5	
60°	-1,1	-1,5	-2,2	-2,0	-0,8	-1,0	0,3	
75°	-1,1	-1,5	-2,2	-2,0	-0,8	-1,0	0,5	

Annexe. 12 : coefficients de forme toiture a deux versants

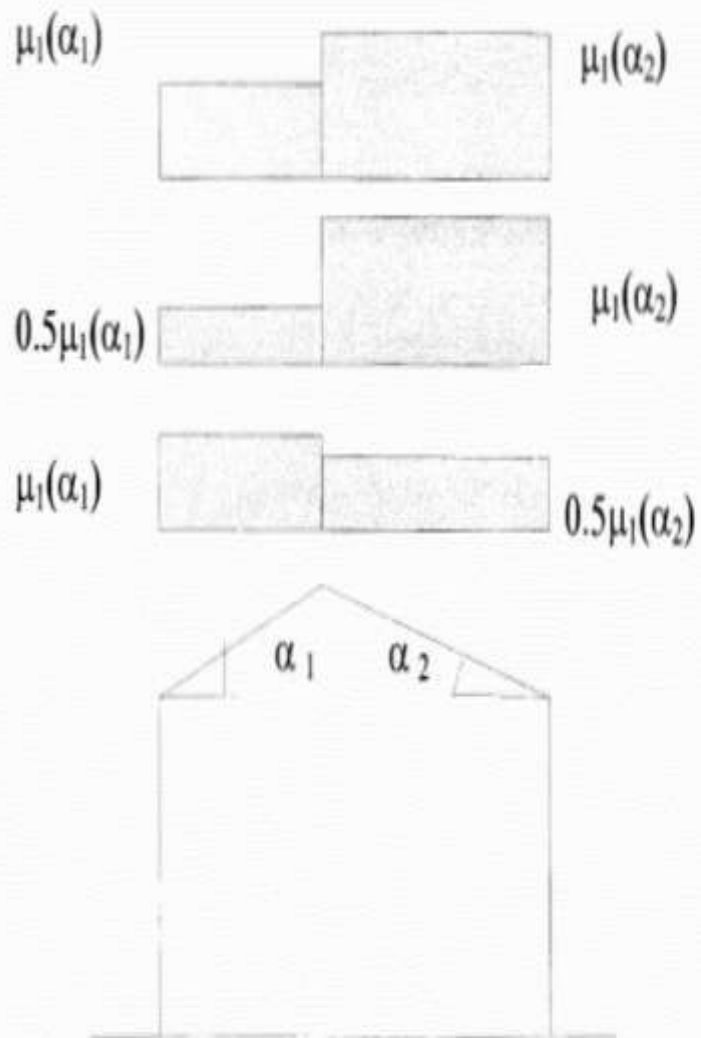


Figure 6 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

Annexe 13 : Tableaux des caractéristiques des profils

Désignation	Dimensions					A	Dimensions de construction					Surface	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm		r mm	h ₁ mm	d mm	Ø	P _{ext} mm	P _{int} mm	A ₁ m ² /m
						× 10 ²							
IPE A 80 [*]	5,0	78	46	3,3	4,2	5	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325 14,90
IPE 80 [*]	6,0	80	46	3,8	5,2	5	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328 14,64
IPE A 100 [*]	6,9	98	55	3,6	4,7	7	8,78	88,6	74,6	-	-	-	0,397 17,57
IPE 100 [*]	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400 19,33
IPE A 120 [*]	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7	11,0	107,4	93,4	-	-	-	0,472 19,47
IPE 120 [*]	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475 19,82
IPE A 140 [*]	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547 19,05
IPE 140 [*]	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551 19,70
IPE A 160 [*]	12,7	157	82	4	5,9	9	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619 19,70
IPE 160 [*]	15,8	160	82	5	7,4	9	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623 19,47
IPE A 180 [*]	15,4	177	91	4,3	6,5	9	19,6	164	146	M10	48	48	0,694 19,15
IPE 180 [*]	18,8	180	91	5,3	8	9	25,9	164	146	M10	48	48	0,698 19,13
IPE O 180 [*]	21,3	182	92	6	9	9	27,1	164	146	M10	50	50	0,705 19,12
IPE A 200 [*]	18,4	197	100	4,5	7	12	23,5	183	159	M10	54	58	0,764 19,49
IPE 200 [*]	22,4	200	100	5,6	8,5	12	28,5	183	159	M10	54	58	0,768 19,36
IPE O 200 [*]	25,1	202	102	6,2	9,5	12	32,0	183	159	M10	56	60	0,779 19,05
IPE A 220 [*]	22,2	217	110	5	7,7	12	28,3	201,6	177,6	M12	60	62	0,843 19,02
IPE 220 [*]	26,2	220	110	6,8	9,2	12	33,4	201,6	177,6	M12	60	62	0,846 19,36
IPE O 220 [*]	29,4	222	112	6,6	10,2	12	37,4	201,6	177,6	M12	68	66	0,858 19,24

Désignation	Valeurs statistiques													
	G kg/m	axe fort y-y					axe faible z-z					S _y mm	I _y mm ⁴	I _z mm ⁴
		I _y mm ⁴	W _{elx} mm ³	W _{elx} ^c mm ³	I _y mm	A _{el} mm ²	I _z mm ⁴	W _{elz} mm ³	W _{elz} ^c mm ³	I _z mm				
	x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10	x10 ²	x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10		x10 ⁴	x10 ⁸		
IPE A 80	5,0	64,38	16,51	18,98	3,18	3,07	5,83	2,08	4,69	1,04	17,60	0,42	0,09	
IPE 80	6,0	80,14	20,03	23,22	3,24	3,58	8,49	3,69	5,82	1,05	20,10	0,70	0,12	
IPE A 100	6,9	141,2	28,01	32,98	4,01	4,44	13,17	4,77	7,54	1,22	21,20	0,77	0,28	
IPE 100	8,1	171,0	34,20	39,41	4,07	5,08	15,92	5,79	9,15	1,24	23,70	1,20	0,35	
IPE A 120	8,7	257,4	43,77	49,87	4,83	5,41	22,39	7,00	10,98	1,42	22,70	1,04	0,71	
IPE 120	10,4	317,8	52,96	60,73	4,90	6,31	27,67	8,65	13,58	1,45	25,20	1,74	0,89	
IPE A 140	10,5	434,9	63,30	71,60	5,70	6,21	36,42	9,98	15,52	1,65	23,20	1,36	1,58	
IPE 140	12,9	541,3	77,32	88,34	5,74	7,64	44,92	12,31	19,25	1,69	26,70	2,45	1,98	
IPE A 160	12,7	606,3	87,31	99,09	6,53	7,80	54,43	13,27	20,70	1,83	26,34	1,95	3,09	
IPE 160	15,8	809,3	108,7	123,9	6,58	9,66	68,31	16,66	26,10	1,84	30,34	3,60	3,06	
IPE A 180	15,4	1063	120,1	135,3	7,37	9,20	81,29	18,00	27,96	2,05	27,84	2,70	5,93	
IPE 180	18,8	1317	146,3	166,4	7,42	11,25	100,9	22,16	34,60	2,05	31,84	4,73	7,43	
IPE Ø 180	21,3	1505	165,4	189,1	7,45	13,70	117,3	25,50	39,91	2,08	34,54	6,76	8,74	
IPE A 200	18,4	1591	161,6	181,7	8,23	11,47	117,2	23,43	36,54	2,23	32,56	4,11	10,53	
IPE 200	22,4	1943	194,3	220,6	8,26	14,00	142,4	28,47	44,61	2,24	36,66	6,93	12,99	
IPE Ø 200	25,1	2211	218,9	249,4	8,32	15,45	168,9	33,11	51,89	2,20	39,26	9,45	15,57	
IPE A 220	22,2	2317	213,5	240,2	9,05	13,55	171,4	31,17	48,49	2,46	34,46	5,69	18,71	
IPE 220	26,2	2772	252,0	285,4	9,11	15,88	204,9	37,25	58,11	2,48	38,36	9,07	22,67	
IPE Ø 220	29,4	3134	282,3	321,1	9,16	17,66	239,8	42,83	66,91	2,53	41,06	12,27	26,75	

Désignation	Dimensions						Dimensions de construction					Surface		
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A mm ²	h _l mm	d mm	B ^o mm	P _{min} mm	P _{max} mm	A _L m ² /m	A _C m ² /t
							x10 ³							
IPEA 240*	26,2	237	120	5,2	8,3	15	33,3	220,4	100,4	M12	64	68	0,918	25,10
IPE 240	30,7	247	120	6,2	9,8	18	39,7	220,4	100,6	M10	66	68	0,933	20,02
IPEO 240+	34,3	243	122	7	10,8	15	43,7	220,4	100,4	M12	66	70	0,932	27,17
IPEA 270*	30,7	267	135	5,5	8,7	15	39,2	249,6	219,6	M16	70	72	1,037	31,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	45,9	249,6	219,6	M16	72	72	1,041	28,86
IPEO 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15	53,8	249,6	219,6	M16	72	72	1,051	24,86
IPEA 300*	36,5	297	150	6,1	9,2	15	46,5	278,6	248,6	M16	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	53,8	278,6	248,6	M16	72	88	1,160	27,46
IPEO 300+	49,3	304	152	8	12,7	15	62,8	278,6	248,6	M16	74	88	1,174	23,81
IPEA 330*	43,0	327	160	6,5	10	18	54,7	307	271	M16	78	96	1,230	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	62,6	307	271	M16	78	96	1,254	25,52
IPEO 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18	72,6	307	271	M16	80	98	1,268	22,24
IPEA 360*	50,2	337,6	170	6,6	11,5	18	64,0	334,6	298,6	M22	88	88	1,331	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8	12,7	18	72,7	334,6	298,6	M22	88	88	1,353	23,70
IPEO 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18	84,1	334,6	298,6	M22	90	90	1,387	20,69
IPEA 400*	57,4	397	180	7	13	21	73,7	373	331	M22	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,5	373	331	M22	96	98	1,467	22,72
IPEO 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21	96,4	373	331	M22	96	100	1,481	19,57
IPEA 450*	67,2	447	190	7,6	13,1	21	85,6	420,8	378,8	M24	100	102	1,607	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,8	21	98,8	420,8	378,8	M24	100	102	1,605	20,69
IPEO 450+	92,4	456	192	11	17,6	21	118	420,8	378,8	M24	102	104	1,622	17,56

Désignation	Valeurs statiques												
	axe fort y-y					axe faible z-z							
	G	I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}^o$	I_y	A_{ve}	I_z	$W_{el,z}$	$W_{pl,z}^o$	I_z	S_x	I_x	I_w
kg/m	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm ²	mm ⁴	mm ³	mm ³	mm	mm	mm ⁴	mm ⁶	
	x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10	x10 ²	x10 ⁴	x10 ³	x10 ³	x10		x10 ⁴	x10 ⁸	
IP EA 240	26,2	2290	227,7	311,6	9,34	16,31	240,1	40,02	62,40	2,68	39,37	6,35	31,26
IP L 240	30,7	2892	324,3	366,6	9,97	19,14	283,6	47,27	73,92	2,69	43,37	12,98	37,39
IP E 240	34,3	4369	381,1	410,3	10,09	21,36	328,5	53,86	84,40	2,74	48,17	17,18	43,68
IP EA 270	30,7	4917	368,3	412,5	11,21	18,75	358,0	53,03	82,34	3,02	40,47	10,30	59,51
IP E 270	36,1	5790	428,9	484,0	11,23	22,14	419,9	62,20	96,95	3,02	44,57	15,94	70,58
IP E 270	42,3	6947	507,1	574,8	11,30	25,23	513,5	75,51	117,7	3,09	49,47	24,30	87,64
IP EA 300	36,5	7173	483,1	541,8	12,42	22,25	519,0	69,20	107,3	3,34	42,07	15,43	107,2
IP E 300	42,2	8356	557,1	628,4	12,46	25,68	603,8	80,50	125,2	3,35	46,07	20,12	125,9
IP E 300	49,3	9994	657,5	743,8	12,61	29,05	745,7	98,12	152,6	3,45	50,97	31,06	157,7
IP EA 330	43,0	10230	625,7	701,8	13,67	26,99	685,2	83,64	133,3	3,54	47,59	19,57	171,5
IP E 330	49,1	11770	713,1	804,3	13,71	30,81	788,1	98,52	153,7	3,55	51,59	28,19	199,1
IP E 330	57,0	13910	833,0	942,8	13,84	34,88	960,4	118,6	185,0	3,64	56,50	42,15	245,7
IP EA 360	50,2	14520	811,8	906,8	15,06	29,76	944,3	111,1	171,9	3,84	50,69	26,51	282,0
IP E 360	57,1	16270	903,6	1019	14,95	35,14	1043	122,8	191,1	3,79	54,49	37,32	313,8
IP E 360	66,0	19050	1047	1188	15,05	40,21	1251	145,5	226,9	3,86	59,60	55,76	380,3
IP EA 400	57,6	20390	1002	1148	16,66	35,78	1171	130,1	202,1	4,00	55,80	34,79	432,2
IP E 400	66,3	23130	1156	1307	16,55	42,69	1318	146,4	229,0	3,95	60,20	51,08	490,0
IP E 400	75,7	26750	1324	1502	16,66	47,98	1564	171,9	269,1	4,01	65,30	73,10	587,6
IP EA 450	67,2	29760	1331	1488	18,65	42,36	1502	158,1	245,9	4,14	58,40	45,67	704,9
IP E 450	77,6	33740	1500	1702	18,48	50,85	1676	178,4	276,4	4,12	63,20	66,87	791,0
IP E 450	92,4	40920	1795	2046	18,65	59,40	2085	217,2	341,0	4,21	70,80	109	997,6

Annexe 14 : caractéristiques et dimensions des boulons

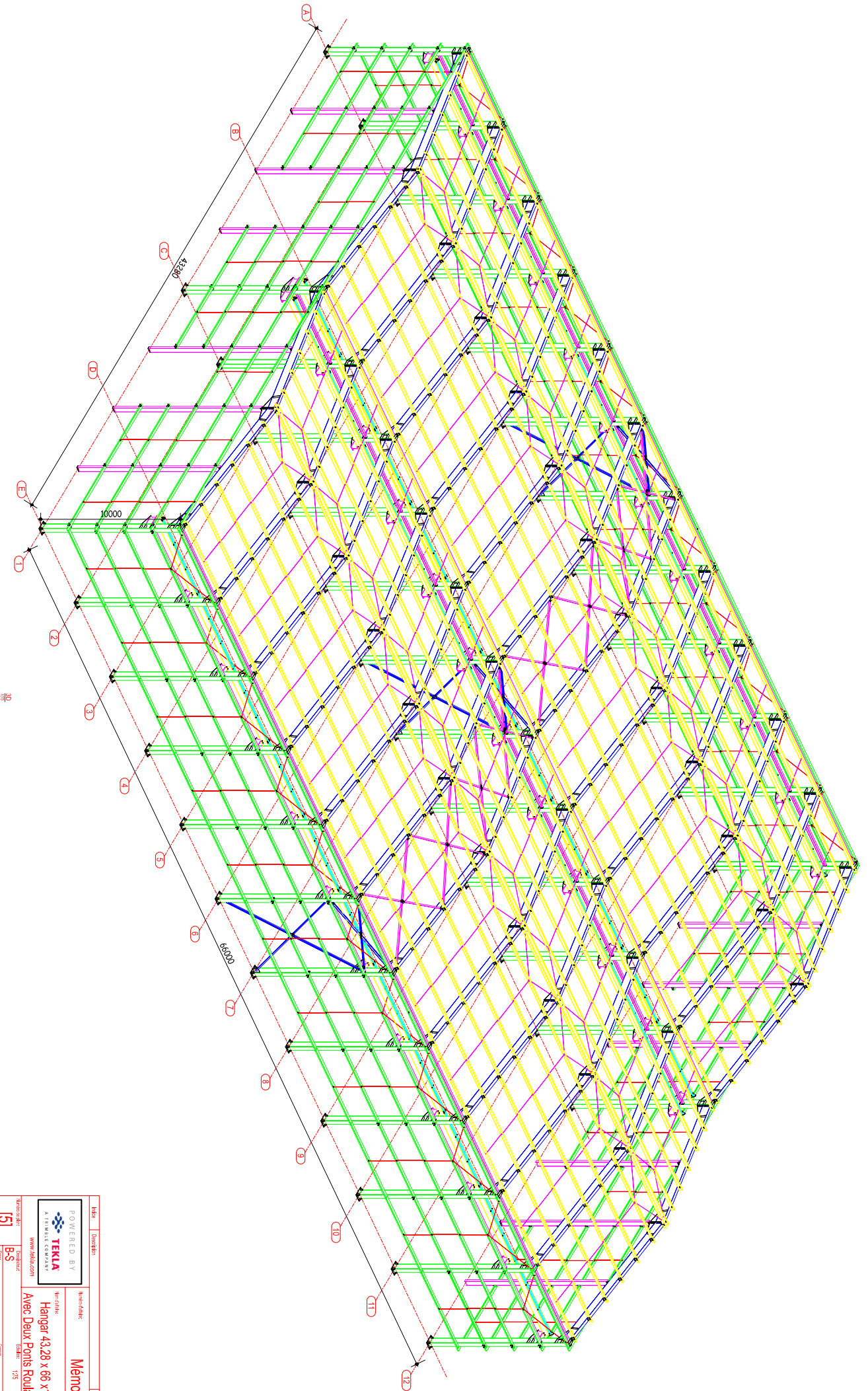
Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d_s (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A_s (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561


Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{td} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	600	800	1000

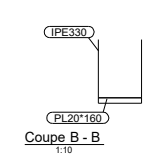
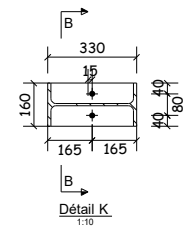
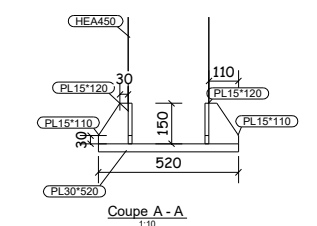
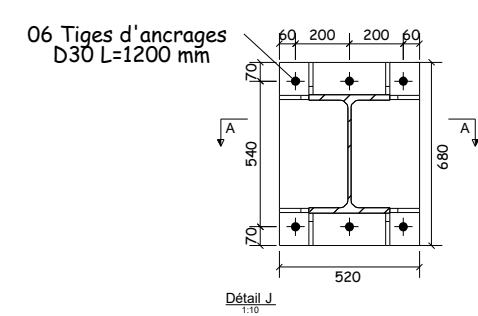
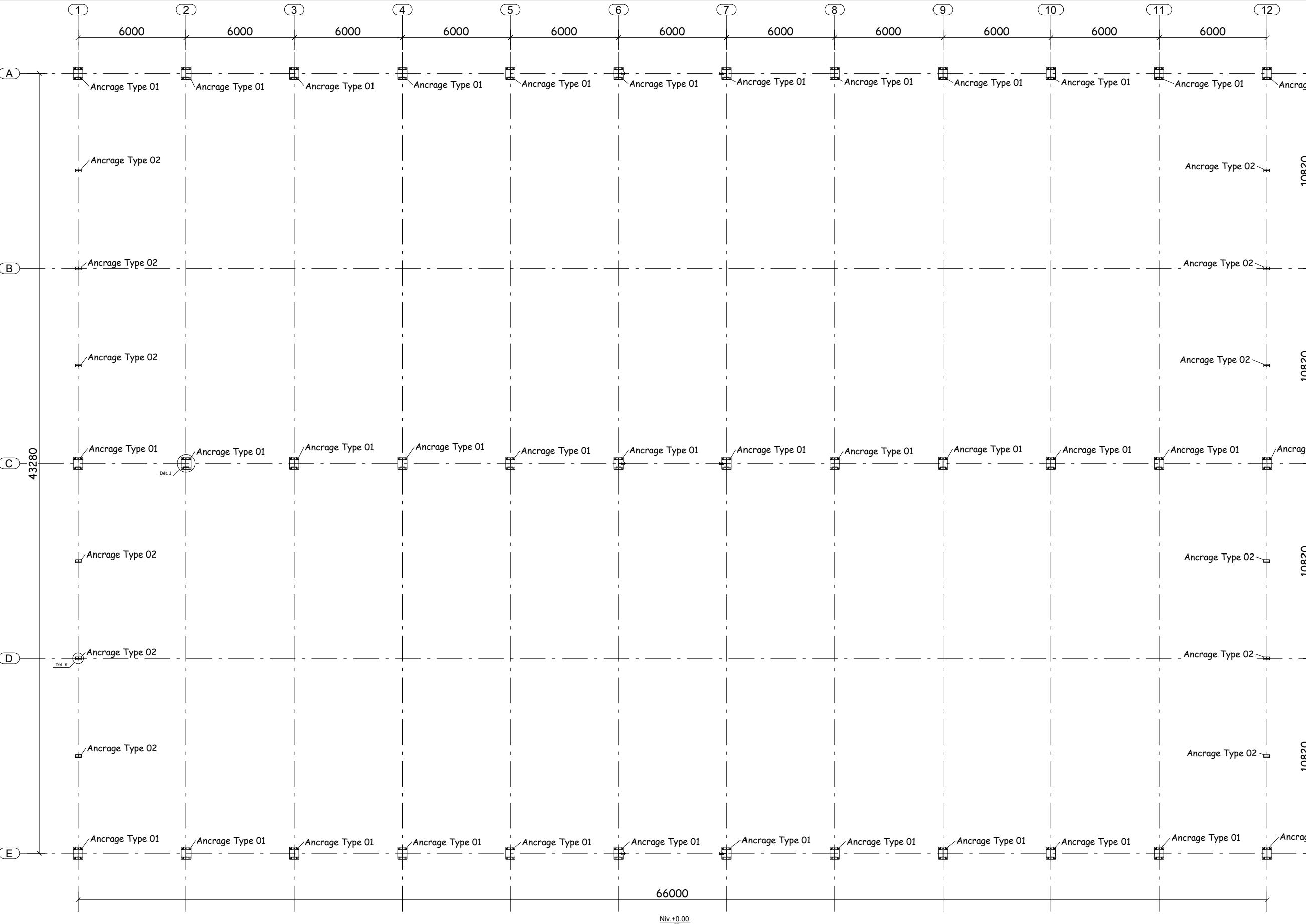
NOTATIONS

A	Aire de la section brute.
A_{net}	Aire de la section nette.
A_{eff}	Aire de la section efficace.
A_v	Aire de cisaillement.
H	Hauteur de la section transversale.
B	Largueur des semelles.
R	Rayon du congé de raccordement.
t_f	Epaisseur des semelles.
t_w	Epaisseur de l'âme.
I_{y, z}	Moment d'inertie.
i_{y, z}	Rayon de giration de la section.
I_w	Facteur de gauchissement.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
W_{ply, z}	Module plastique de la section.
W_{ely, z}	Module élastique de la section.
W_{eff}	Module élastique efficace de la section.
N_{pl}	Effort normal résistant plastique.
N_u	Effort normal ultime de la section nette.
N_{net}	Effort normal résistant de la section nette.
M_{ply, z}	Moment résistant plastique de la section.
M_{ely, z}	Moment résistant élastique de la section.
M_{eff, z}	Moment résistant de la section efficace.
M_{cr}	Moment critique de déversement.
λ_{y, z}	Elancement réduit pour le mode de flambement.
λ_{cr}	Elancement critique d'Euler.
χ_{y, z}	Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.
ψ_s	Coefficient de scellement relatif à une armature (psi).
T	Contrainte tangente (tau).
τ_u	Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s	Contrainte d'adhérence.
Φ	Diamètre d'une armature transversale.
N	Coefficient de poissant (nu).
μ_s	Moment ultime à L'ELS (mu).
μ_b	Moment réduit à L'ELU.
α	Facteur d'imperfection pour le flambement.

λ_{LT}	Elancement réduit pour le déversement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
α_{LT}	Facteur d'imperfection pour le déversement.
$\beta_{My,z}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
$\beta_{M,LT}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
f_y	Résistance limite d'élasticité.
f_u	Résistance limite de rupture.
V_u	Effort tranchant de calcul ultime.
G	Action permanente.
Q	Action d'exploitation.
e	L'excentricité de l'effort normal.
l_f	Longueur de flambement

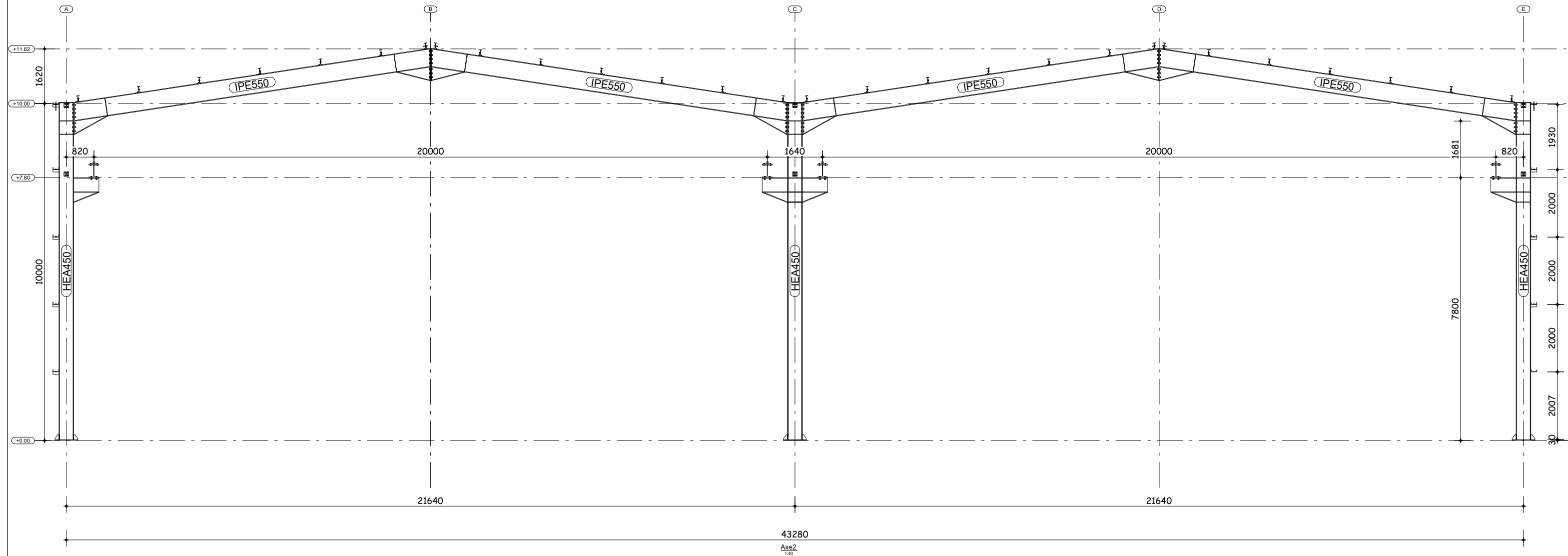


 POWERED BY A TERNIS COMPANY		www.tekla.com	
Model: 5		Description:	
Client: BS		Name: Mémoire	
Date: 13/01/2021		Version: 1/5	
Title: A0		Project: Avec Deux Ponts Roulants	
---Perspective---			
- BOULEVARD Idriss HASSA - CHANT Trévière			
TEKLA s.a.r.l. 15 rue de la Vallée 13000 Aix-en-Provence France support@teklacustomer.com		15 rue de la Vallée 13000 Aix-en-Provence France support@teklacustomer.com	

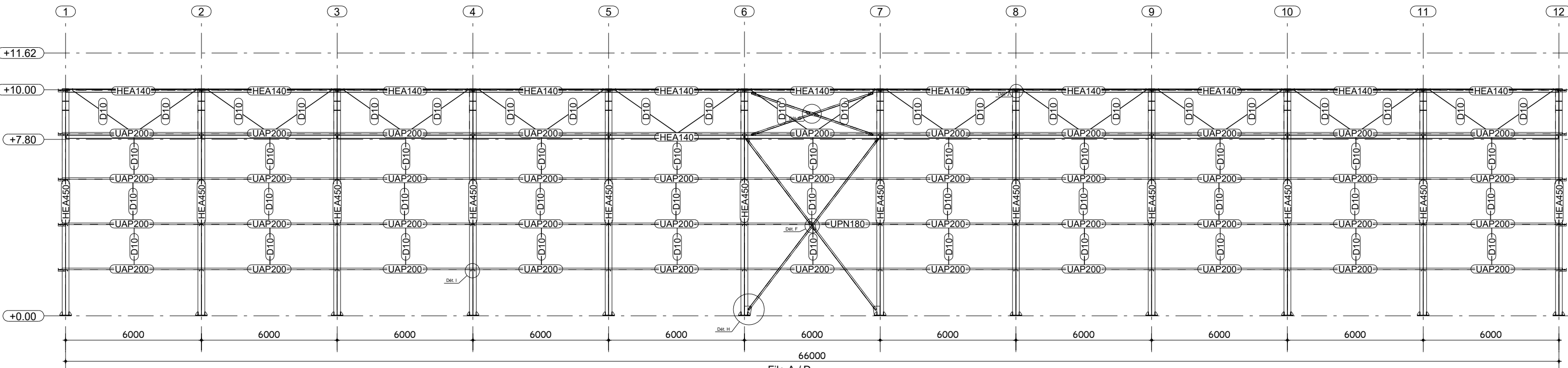


66000
Niv. +0.00
1:75

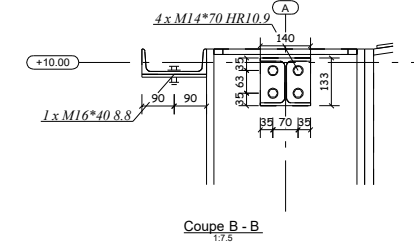
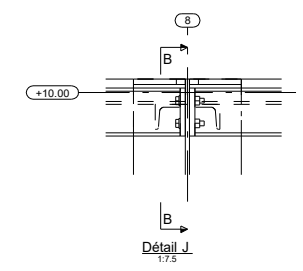
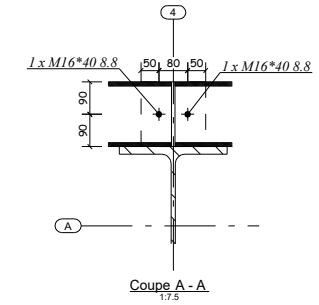
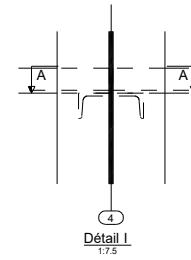
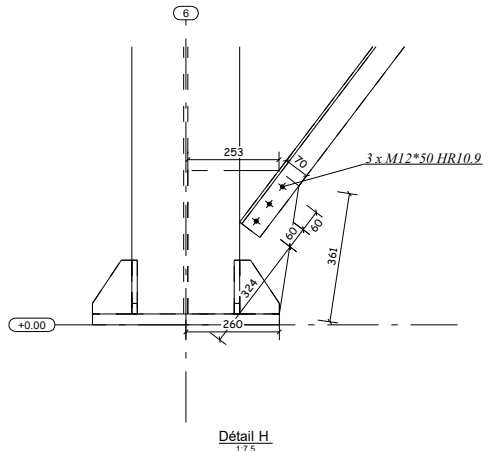
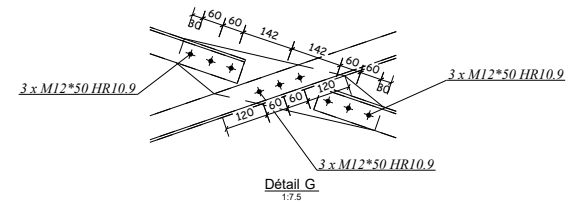
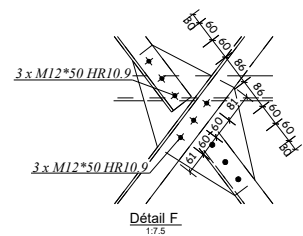
 www.tekla.com		Numéro d'affaire: Mémoire
Nom d'affaire: Hangar 43.28 x 66 x10 Avec Deux Ponts Roulants		Echelles: 1:10 1:75
Numéro de plan: [11]	Dessinateur: B-S	Format: A0
Date: 17.02.2021		
--Plan d'Implantation -- -BOULAHBAL Manel Hasna -CHAÏT Tinhinane		
TEKLA s.a.r.l. 42, Chemin Albert EINSTEIN Zone du Parc 61000 ALBI (FRANCE) Tel: 05 63 48 11 60 Fax: 05 63 48 11 61		
5 Rue de la Cordière Casita 405 - Bureau 066 04176 NOLANCO CEDEX Tel: 01 46 87 62 75 Fax: 01 46 87 80 88 support-teklastructures@fr.tekla.com		



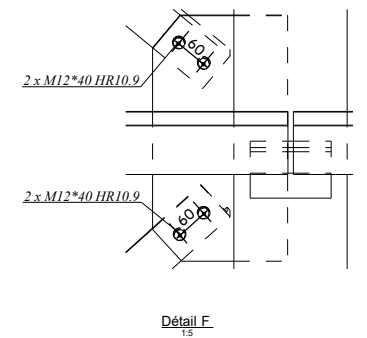
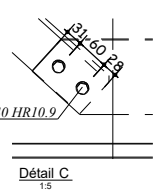
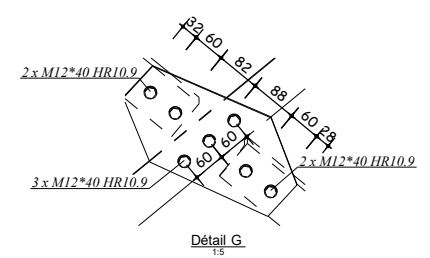
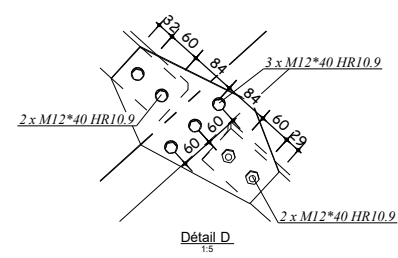
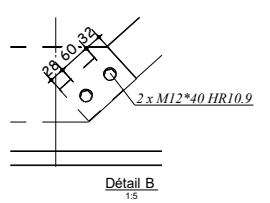
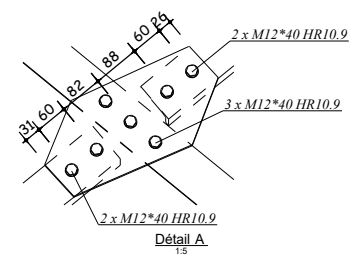
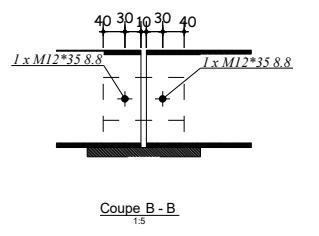
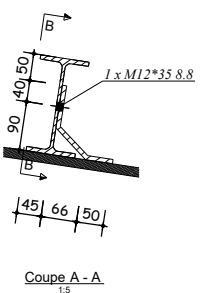
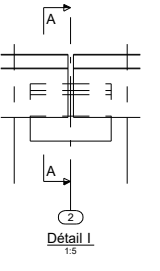
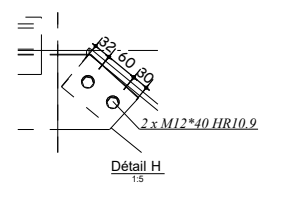
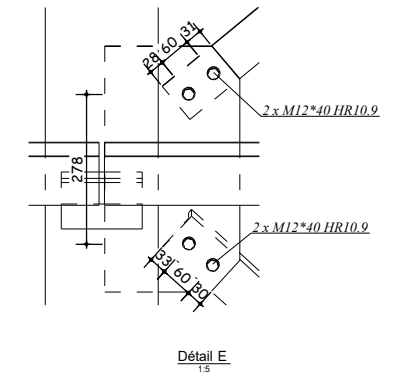
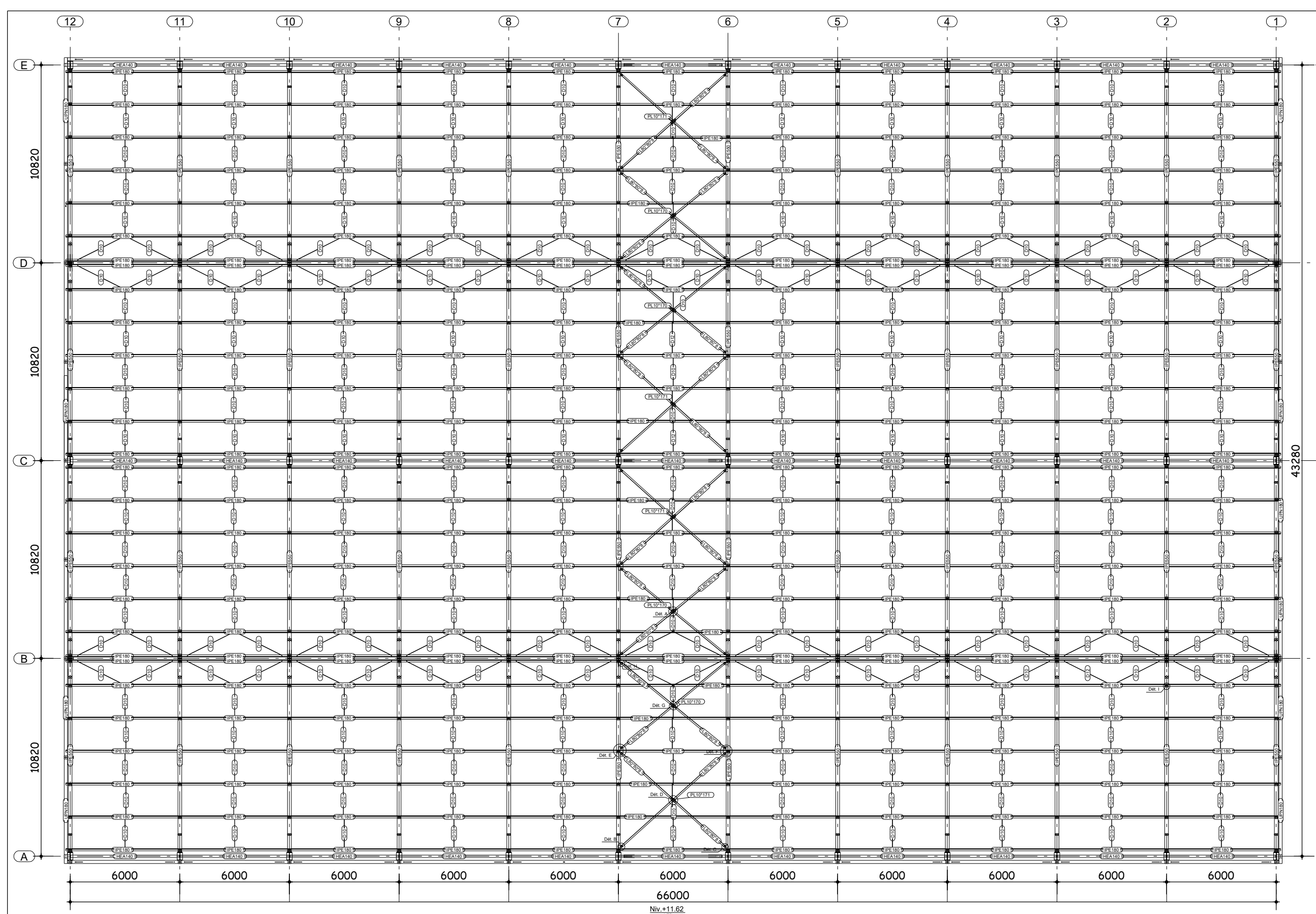
Indice	Description	Date de révision
POWERED BY TEKLA A TRIMBLE COMPANY www.tekla.com		Numéro d'affaire: Mémoire Nom d'affaire: Hangar 43.28 x 66 x 10 Avec Deux Ponts Roulants
Numéro de plan: [7]	Dessinateur: B-S Date: 15.02.2021	Echelles: 1:40 Format: A0
---Plan Pignon 02 et 11 --- -BOULAHBAL Manel Hasna - CHAIT Tinhinane		
TEKLA s.a.r.l 42, Chemin Albert EINSTEIN Zone de l'Arrière 01000 ALBI (FRANCE) Tel: 05 63 48 11 60 Fax: 05 63 48 11 61		
5 Rue de la Cordillerie Caserta 405 - Bureau 066 04176 RIMONDO (ITALIE) Tel: 01 46 87 62 75 Fax: 01 46 87 80 88 support-teklastructures@fr.tekla.com		



File A / D
1:60



Indice	Description	Date de révision
<p>POWERED BY TEKLA A TRIMBLE COMPANY www.tekla.com</p>		<p>Nom d'affaire: Mémoire Nom d'affaire: Hangar 43.28 x 66 x 10 Avec Deux Ponts Roulants</p>
<p>Numéro de plan: [8]</p>	<p>Dessinateur: B-S Date: 16.02.2021</p>	<p>Echelles: 1:7.5 1:60 Format: A0</p>
<p>--Long-Pan A et D ---- --Repérage des Pièces --</p>		
<p>TEKLA s.a.r.l. 42, Chemin Albert EINSTEIN Zône de l'Arrière 61100 ALBE (FRANCE) Tel: 05 63 48 11 61 Fax: 05 63 48 11 61</p> <p>5 Rue de la Costière Case 405 - Bureau 066 64116 NARBONNE CEDEX Tel: 01 46 87 62 75 Fax: 01 46 87 80 88</p> <p>support-teklastructures@fr.tekla.com</p>		



Indice	Description	Date de révision
<p>POWERED BY TEKLA A TRIMBLE COMPANY www.tekla.com</p>		<p>Número d'affaires: Mémoire Nom d'affaires: Hangar 43.28 x 66 x 10 Avec Deux Ponts Roulants</p>
<p>Número de plan: [10] Indice:</p>	<p>Dessinateur: B-S Date: 16.02.2021</p>	<p>Echelles: 1:5 1:75 Format: A0</p>
<p>--Plan de Toiture-- -BOULAHBAL Manel Hasna -CHAIT Tinhinane</p>		
<p>TEKLA s.a.r.l 42, Chemin Albert EINSTEIN Zône de l'Arrière 61000 ALER (FRANCE) Tel: 05 63 48 11 60 Fax: 05 63 48 11 61</p> <p>5 Rue de la Costière Casta 405 - Bureau 066 64170 RUCLES (FRANCE) Tel: 01 46 87 62 75 Fax: 01 46 87 80 88</p> <p>support-teklastructures@fr.tekla.com</p>		