

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPPERRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Université Mouloud MAMMERY de TIZI-OUZOU

Faculté De génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : construction métallique

Thème :

**ETUDE D'UN BÂTIMENT (R+2) AVEC
TOITURE EN CHARPENTE
MÉTALLIQUE À USAGE INDUSTRIEL**

Réalisé par :

 **SELLAM Hassen.**

 **HACHEMI Anis.**

Encadreur : Mr LABIOD .M

Année : 2022 – 2023.

Remerciements

Au terme de ce travail, nous remercions DIEU le tout puissant de nous avoir permis d'accomplir ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

Aussi, nos chers parents qui nous ont soutenue toutes au long de notre cursus, qui nous ont donné tout ce dont nous avons besoin pour pouvoir réaliser nos objectifs.

Ensuite, nous remercions tous les enseignants qui nous ont aidés lors de la réalisation de ce travail.

Au final, nous tenons à remercier toutes les personnes qui ont contribué à l'élaboration de ce projet.

Merci

Dédicace

Je dédie ce travail à mes chers parents pour leur sacrifice et leur patience en m'ouvrant leur bras dans les moments difficiles et en m'aidant à aller de l'avant vers un avenir meilleur.

*Mes chers frères : **Juba, Hocine** ainsi que le nouvelle arrivant dans la famille mon neveux **Aksil***

Je dédie aussi ce travail à celle qui m'a toujours soutenue dans les moments difficiles qui apporte joie et bonheur dans ma vie.

T.H

*Mon chère ami et binôme **Hassen***

En conclusion je remercie toutes les personnes qui m'ont aidé à l'élaboration de ce projet

Anis.H

Dédicace

Je dédie ce travail à mes chers parents pour leur sacrifice et leurs patient, qui mont encourager toute au long de mes études et men soutenue dans les moments difficiles et qui men offert tous les moyens nécessaires pour la réalisation de mon projet.

*Ma chère sœur : **Nina** ainsi que mon chère frère **Nassim** et ma chère cousine **Any**a et a toutes la famille.*

*A mes très chers amis les plus proche **Zadig, Jugurta, Salem, Hadi, Moussa, Moh, Samy, Saida, Rania**, qui mon épauler tout au long, je leur dédie ce travail*

*Mon chère ami et binôme **Anis***

À mes très chers camarades de section

En conclusion je remercie toutes les personnes qui m'ont aidé à L'élaboration de ce projet

Hassen.S

Table des matières

| | |
|--|-----------|
| Introduction générale | 1 |
| | |
| Chapitre 01 : | 2 |
| 1. Introduction : | 3 |
| 2. Présentation de l'ouvrage : | 3 |
| 3. Contraintes limites : | 13 |
| 4. Les charges d'actions : | 14 |
| Présentation des systèmes du contreventement : | 14 |
| | |
| Chapitre 02 : | 16 |
| 1. Introduction : | 17 |
| 2. Charges Permanentes : | 17 |
| 3. Surcharges d'exploitation : | 17 |
| Charges climatiques : | 18 |
| | |
| Chapitre 03 : | 43 |
| 1. Introduction : | 44 |
| 2. Pannes : | 44 |
| Dimensionnement des lisses de bardage : | 60 |
| | |
| Chapitre 04 : | 82 |
| 1. Introduction : | 83 |
| 2. Prés-dimensionnement des marches : | 83 |

| | |
|--|------------|
| 3. Dimensionnement de l'élément porteur : | 85 |
| 4. prés-dimensionnement des supports de marche : | 86 |
| 5. prés-dimensionnement des limons : | 88 |
| 6. Etude de la partie paliers des Limon: | 92 |
| Chapitre 05 : | 95 |
| 1. Introduction : | 96 |
| 2. Prés-dimensionnement des éléments : | 96 |
| 3. Prés-dimensionnement des poutres : | 99 |
| 4. Les poteaux : | 103 |
| 5. Les traverses : | 108 |
| Chapitre 06 : | 119 |
| 1. Introduction : | 120 |
| 2. Description d'un plancher collaborant : | 120 |
| 3. Etude des solives : | 121 |
| 4. Etude des poutres principales : | 130 |
| 5. Calcul des poutres secondaires : | 135 |
| Chapitre 07 : | 141 |
| 1. Introduction : | 142 |
| 2. Modélisation de la structure : | 142 |
| 3. Méthodes de calcul : | 143 |
| Chapitre 08 : | 155 |
| 1. Introduction : | 156 |
| 2. Les différents types de contreventement : | 156 |

| | |
|---|------------|
| Chapitre 09 : | 171 |
| 1. Introduction : | 172 |
| 2. Vérification de la poutre principale HEM 400 : | 172 |
| 3. Vérification de la poutre secondaire IPE 220 : | 174 |
| 4. Vérification des poteaux : | 176 |
| 5. Vérification de système de contreventement : | 178 |
| 6. Vérification des traverse: | 180 |
| 7. Vérification des panes: | 182 |
| 8. Vérification des solives: | 185 |
| 9. Vérification des lisse cote pignon: | 187 |
| 10. Vérification des lisses cote long pond : | 189 |

| | |
|--|------------|
| Chapitre 10 : | 192 |
| 1. Introduction | 193 |
| 2. Fonctionnement des assemblages | 193 |
| 3. Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale) : | 194 |
| 4. Assemblage Poteau – poutre secondaires : | 202 |
| 5. Assemblage poutre principale –poteau | 211 |
| 6. Assemblage poteau – traverse : | 221 |
| 7. Assemblage poteau-poteau : | 232 |
| Assemblages poteau–fondation : | 242 |

| | |
|---------------------------------|------------|
| Chapitre 11 : | 259 |
| 1. Introduction : | 260 |
| 2. Choix du type de fondation : | 260 |
| 3. Etude du sol : | 261 |
| 4. Platine d'extrémité : | 261 |

5. Fondation de la structure : 262
6. Caractéristiques des matériaux : 262 7.
 Choix du type de fondation : 263

Conclusion générale266

Bibliographie268

Liste des figures

| | |
|---|-----|
| Figure 1. 1 : présentation de l'ouvrage (vue 3D, logiciel Robot) | 5 |
| Figure 1. 2 : Diagramme effort-déformation de l'acier..... | 8 |
| Figure 1. 3 : diagramme déformation du béton à L'ELU | 10 |
| Figure 1. 4 : plancher mixte à dalle collaborant | 11 |
| Figure 1. 5 : Escalier..... | 12 |
| Figure 1. 6 : contreventement (palle de stabilité) | 16 |
| Figure 1. 7 : contreventement (poutre au vent) | 16 |
| Figure 2. 1 : Valeurs de Cd pour les structures métalliques | 22 |
| Figure 2. 2 : Hauteur de référence Ze | 23 |
| Figure 2. 3 : Direction du vent V sur la toiture | 30 |
| Figure 2. 4 : direction du vent V1 su la façade | 30 |
| Figure 2. 5 : direction du vent V2 sur la façade | 36 |
| Figure 2. 6 : direction du vent V2 sur la toiture | 37 |
| Figure 4. 1 : vue d'un escalier | 87 |
| Figure 4. 2 : Disposition et dimension des éléments des escalier | 89 |
| Figure 4. 3 : Disposition des cornières..... | 89 |
| Figure 4. 4 : charge appliquer sur le limon..... | 92 |
| Figure 4. 5 : Les charges sur la poutre d'appuis des limons | 96 |
| Figure 5. 1 : Disposition des solives..... | 100 |
| Figure 5. 2 : surface d'influence du poteau | 108 |
| Figure 6. 1 : planché collaborant (mixte)..... | 126 |
| Figure 6. 2 : tôle HIBON 55 | 127 |
| Figure 6. 3 : schéma de section mixte (axe neutre dans la dalle) | 132 |
| Figure 6. 4 : Connecteur acier-béton | 134 |
| Figure 8. 1 : poutre au vent | 166 |
| Figure 8. 2 : L'effort dans la diagonale d'extrémité 14 mm et trous de 16mm. | 168 |
| Figure 8. 3 : effort appliquer sur l'assemblage..... | 169 |
| Figure 8. 4 : flexion déviée compose | 171 |
| Figure 8. 5 : la palée de stabilité | 178 |
| Figure 10. 1 : Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale)..... | 208 |

| | |
|--|------------|
| Figure 10. 2 : Assemblage Poteau – poutre secondaires | 219 |
| Figure 10. 3 : Assemblage poutre principale –poteau | 229 |
| Figure 10. 4 : Assemblage poteau – traverse | 240 |
| Figure 10. 5 : Assemblage poteau-poteau | 250 |
| Figure 10. 6 : assemblage poteau fondation | 262 |
| Figure 11. 1 : schéma de ferrailage de la semelle..... | 287 |

Liste des tableaux

Tableau 1. 1 : valeurs nominales de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la traction f_u des aciers . **6**

Tableau 2. 1 : valeur de la pression statique du vent des parois verticales et la toiture avec $C_{pi}=+0,2$. **26**

| | |
|--|------------|
| Tableau 2. 2 : valeur de la pression statique du vent des parois verticales et la toiture avec $C_{pi}=-0,3$. | 27 |
| Tableau 2. 3 : valeur de la pression statique du vent V2 du pignon et la toiture avec $C_{pi}=+0,2$. | 31 |
| Tableau 2. 4 : valeur de la pression statique du vent V2 du pignon et la toiture avec $C_{pi}=+0,2$. | 32 |
| Tableau 2. 5 : valeurs des coefficients de forme μ_i . | 36 |
| Tableau 2. 6 : les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction – direction du vent . | 39 |
| Tableau 2. 7 : les valeurs des forces parallèles a la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction – direction du vent v2. | 40 |
| Tableau 2. 8 : les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction – direction du vent v1. | 41 |
| Tableau 2. 9 : les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction – direction du vent v1. | 42 |
| | |
| Tableau 5. 1 : Caractéristiques géométriques de HEM 450 . | 105 |
| Tableau 5. 2 : Caractéristiques géométriques de HEM 300 . | 110 |
| Tableau 5. 3 : profile utiliser . | 118 |
| | |
| Tableau 7. 1 : Valeur de pénalité p_q(sens xx) . | 148 |
| Tableau 7. 2 : Valeur de pénalité p_q(sens yy) . | 148 |
| Tableau 7. 3 : poids propre de la structure . | 149 |
| Tableau 7. 4 : la résultante de la force sismique selon x-x . | 151 |
| Tableau 7. 5 : la résultante de la force sismique selon y-y . | 151 |
| Tableau 7. 6 : comparaison v_t par rapport à $80\%v$. | 152 |
| Tableau 7. 7 : les déplacements relatifs selon x-x . | 153 |
| Tableau 7. 8 : les déplacements relatifs selon y-y . | 153 |
| Tableau 7. 9 : Vérification de l'effet p- Δ dans le sens x . | 154 |
| Tableau 7. 10 : vérification de l'effet p- Δ dans le sens y . | 154 |

Tableau 8. 1 : coefficient minorateur. 160

Introduction générale

Introduction générale

La construction métallique est une branche, qui répond aux besoins actuels dans le domaine la construction (la rapidité, la solidité, la légèreté, la possibilité de récupérer la matière ...), elle concerne plusieurs axes à noter la charpente métallique (ponts, bâtiments, tours, hangars ...), la chaudronnerie (réservoirs, cuves, échangeurs, récipient...).

L'acier offre de nombreuses possibilités pour un usage fonctionnel à la fois agréable et flexible. Celui utilisé en construction métallique a des caractéristiques garanties et élevée pour le poids le plus faible. C'est un matériau isotrope et homogène ayant un comportement idéal vis-à-vis de la théorie de l'élasticité, base des lois de résistance des matériaux. Il est ductile, propriété nécessaire à la bonne répartition des efforts dans les assemblages. Il est soudable, sous réserve de respecter les dispositions prescrites au projet.

Les principaux avantages sont :

- ✓ L'industrialisation totale c'est-à-dire la possibilité de pré fabriquer intégralement des bâtiments en atelier, avec une grande précision et une grande rapidité. Le montage sur site par boulonnage, est d'une grande simplicité.
- ✓ La possibilité du transport, en raison de sa légèreté, qui permet de transporter loin, en particulier à l'exportation.
- ✓ La grande résistance de l'acier à la traction permet de franchir de grandes portées. ✓ La tenue au séisme est bonne, du fait de la ductilité de l'acier.
- ✓ Les transformations, adaptations, répétition, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont aisément réalisables.
- ✓ Possibilité architecturale, plus étendue qu'en béton.

Les structures métalliques présentent également certains inconvénients, on peut citer :

- ✓ Mauvaise tenue de l'acier au feu cela exige des mesures de protections délicates.
- ✓ Nécessité de l'entretien et de maintenance régulière des éléments contre la corrosion

Dans le cadre de notre formation master en génie civil, nous sommes amenées, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'étude (PFE) en charpente métallique. Le but de ce projet est d'être conformé à une situation professionnelle concrète et réelle

Chapitre 01 :

Présentation de l'ouvrage

1. Introduction :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude d'un bâtiment à usage industriel implanté à « **pont de bougie** » dans la wilaya de **TIZIOUZOU**.

La structure se compose d'un rez-de-chaussée + 2 étages + une toiture (R+2). Il est classé par le règlement **RNV 2013** comme zone du vent (**zone1**) et par le règlement (**RPA99 Version 2003**) de zone de sismicité moyenne (**IIa**)

2. Présentation de l'ouvrage :

2.1. Données concernant le site :

- ✓ Altitude = 200 m
- ✓ Zone de neige : zone A
- ✓ Zone du vent : zone 1
- ✓ Zone sismique : zone (IIa) ✓ Catégorie du terrain :

2.2. La géométrie de l'ouvrage :

- ✓ Longueur totale long pan 54.305 m
- ✓ Longueur totale pignon 22.446 m
- ✓ La hauteur du RDC 6 m
- ✓ La hauteur 1^{er} niveau 4 m
- ✓ La hauteur 2^{ème} niveau 4m
- ✓ La hauteur totale 16.5 m

Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage.

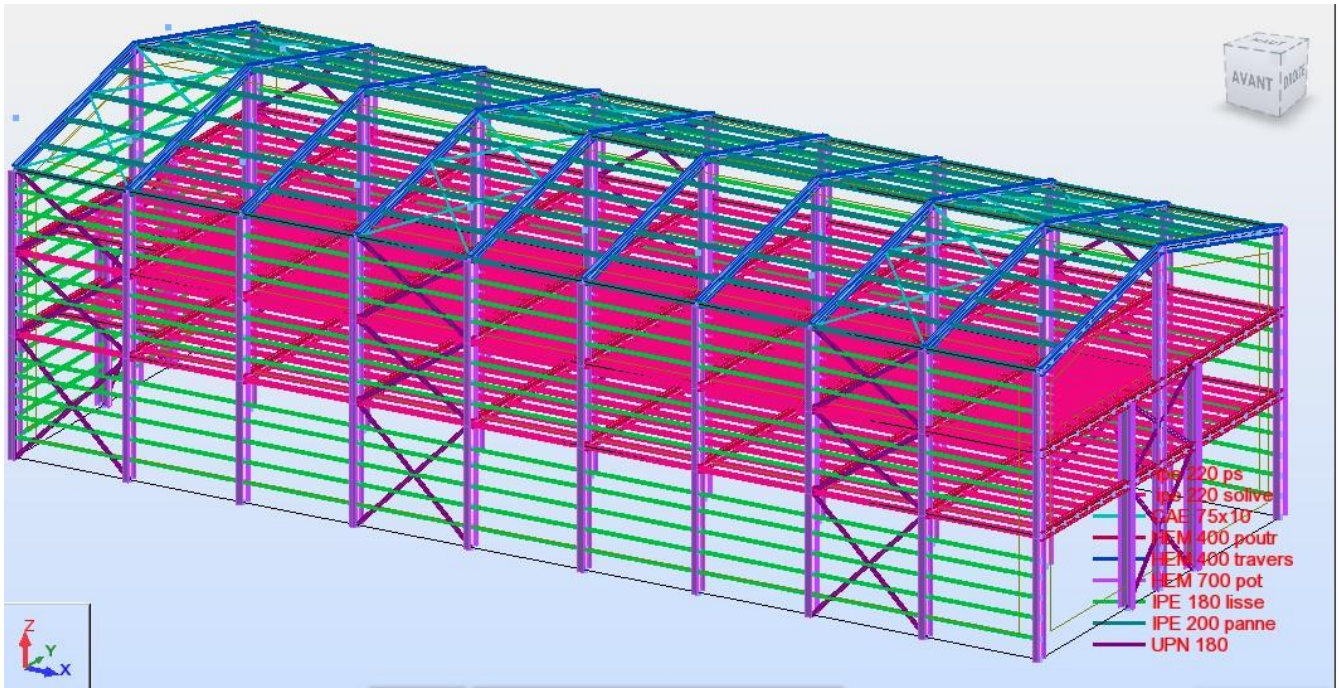


Figure 1. 1 : présentation de l'ouvrage (vue 3D, logiciel Robot) .

2.3. Rapport de sol :

Le rapport préliminaire après les études faites sur le sol où le projet sera implanté nous donne la contrainte du sol tirée de la portance :

$$\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$$

2.4. Matériaux utilisés :

2.4.1. Acier :

a) Définition :

L'acier est un mélange constitué essentiellement de fer et de carbone, qui sont extraits de matière première naturelle tirée des mines de fer et de carbone. L'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés, soit involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont des impuretés et qui altèrent la propriété de l'acier, ou volontairement comme le cuivre, le chrome, le tungstène et le vanadium...etc., qui ont pour propriété d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, soudabilité et corrosion).

b) Les propriétés de l'acier :

✓ La résistance :

Les nuances d'acier et leur résistance limites sont données par le règlement **EUROCODE 3** et **CCM97**.

Pour le cas de notre ouvrage la nuance choisie est l'acier **S235**.

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage.

| Norme et nuance d'acier | Épaisseur nominale t de l'élément [mm] | | | |
|-------------------------------|--|----------------------------|--------------------------------|----------------------------|
| | $t \leq 40$ mm | | $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm | |
| | f_y [N/mm ²] | f_u [N/mm ²] | f_y [N/mm ²] | f_u [N/mm ²] |
| EN 10025-2 | | | | |
| S 235 | 235 | 360 | 215 | 360 |
| S 275 | 275 | 430 | 255 | 410 |
| S 355 | 355 | 510 | 335 | 470 |
| S 450 | 440 | 550 | 410 | 550 |
| EN 10025-3 | | | | |
| S 275 N/NL | 275 | 390 | 255 | 370 |
| S 355 N/NL | 355 | 490 | 335 | 470 |
| S 420 N/NL | 420 | 520 | 390 | 520 |
| S 460 N/NL | 460 | 540 | 430 | 540 |
| EN 10025-4 | | | | |
| S 275 M/ML | 275 | 370 | 255 | 360 |
| S 355 M/ML | 355 | 470 | 335 | 450 |
| S 420 M/ML | 420 | 520 | 390 | 500 |
| S 460 M/ML | 460 | 540 | 430 | 530 |
| EN 10025-5 | | | | |
| S 235 W | 235 | 360 | 215 | 340 |
| S 355 W | 355 | 510 | 335 | 490 |
| EN 10025-6 | | | | |
| S 460 Q/QL/QL1 | 460 | 570 | 440 | 550 |

Tableau 1. 1 : valeurs nominales de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la traction f_u des aciers .

✓ La ductilité :

L'acier doit satisfaire les conditions suivantes :

- La contrainte à la rupture en traction f_u doit être supérieure à 20% au moins à la limite d'élasticité f_y .
- L'allongement à la rupture ξ_u sur une longueur de $5.65\sqrt{A}$ doit être supérieur à 15%. Avec : A section transversal initiale.
- L'allongement à la rupture ξ_u (correspondant à f_u) doit être supérieur à 20 fois l'allongement (correspondant à f_y).

Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage.

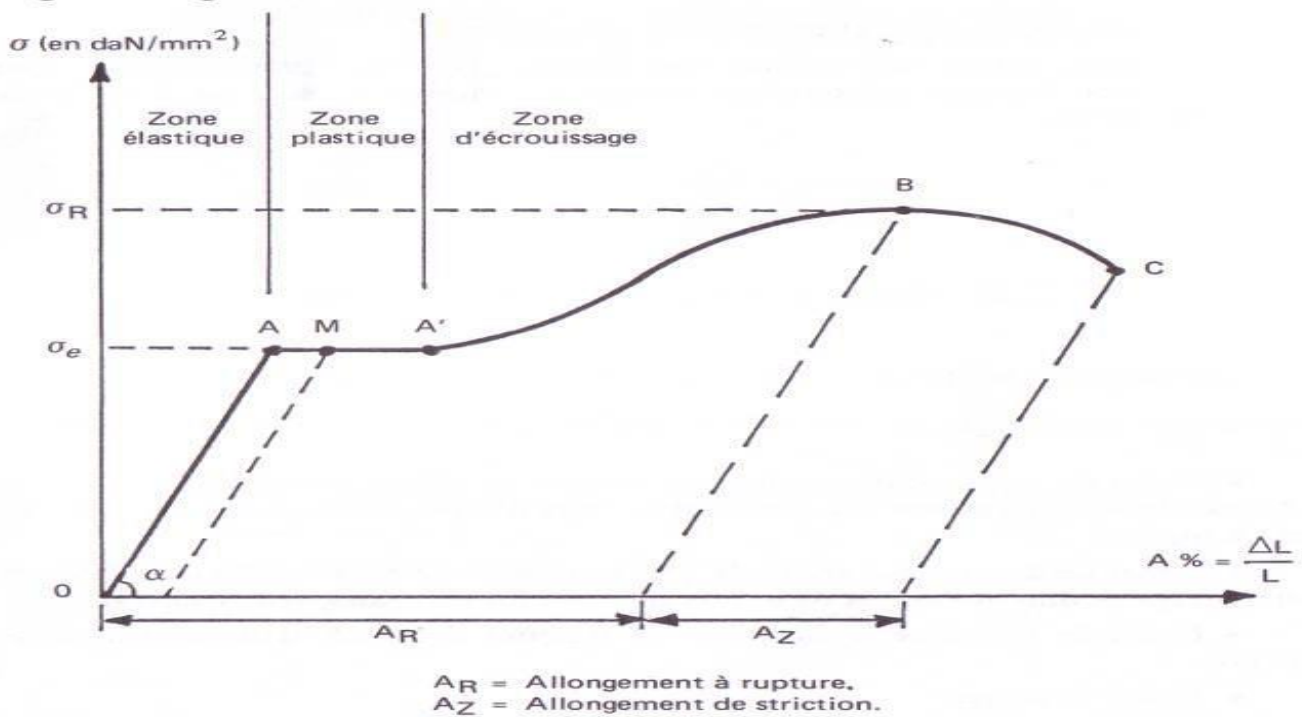


Figure 1. 2 : Diagramme effort-déformation de l'acier .

-propriétés mécaniques de l'acier :

- La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ Mpa}$
- La limite élastique : $f_y = 235 \text{ Mpa}$
- Masse volumique : 7850 kg/m
- Module de Young : $E = 210000 \text{ Mpa}$
- Module d'élasticité transversal : $G = E/2(1+\nu) = 81000 \text{ Mpa}$
- Coefficient de poisson : $\nu = 0.3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12.10^{-6}/^\circ\text{C}$

Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage.

2.4.2. Le béton :

C'est un matériau constitué par un mélange de ciment, granulant et d'eau. Tous ces composants interviennent dans la résistance du béton. On opte pour l'utilisation de ce dernier pour sa bonne tenue en compression. Dans notre cas, le béton utilisé est de classe C25.

Ces caractéristiques sont les suivantes :

- ✓ La résistance à la compression : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$
- ✓ La résistance à la traction : $f_{t28} = 0.06f_{c28} + 2.1\text{ Mpa}$
- ✓ Poids volumique : $\rho = 2400\text{kg/m}^3$
- ✓ Module d'élasticité : $E = 14000\text{Mpa}$
- ✓ Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4.10^{-6}$

a) Contrainte limite ultime :

La contrainte admissible de compression à l'ELU est donnée par :

$$F_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (\text{BAEL91: Art A.4.3, 41})$$

b) Contrainte de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement selon le (**BAEL : Art A.5.1, 211**) est donnée comme suite :

- ✓ Fissuration peu préjudiciable :

$$\tau = \min (0.13f_{c28} ; 4\text{ MPA}) = 3.25\text{MPA} \checkmark$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau = \min (0.10f_{c28} ; 3\text{MPA}) = 2.5\text{ MPA}$$

Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage.

c) Coefficient de poisson :

Selon le (BAEL91 : Art.2.1, 3) les valeurs sont les suivantes :

$$\nu = 0 \text{ à l'ELS}$$

$$\nu = 0.2 \text{ à l'ELU}$$

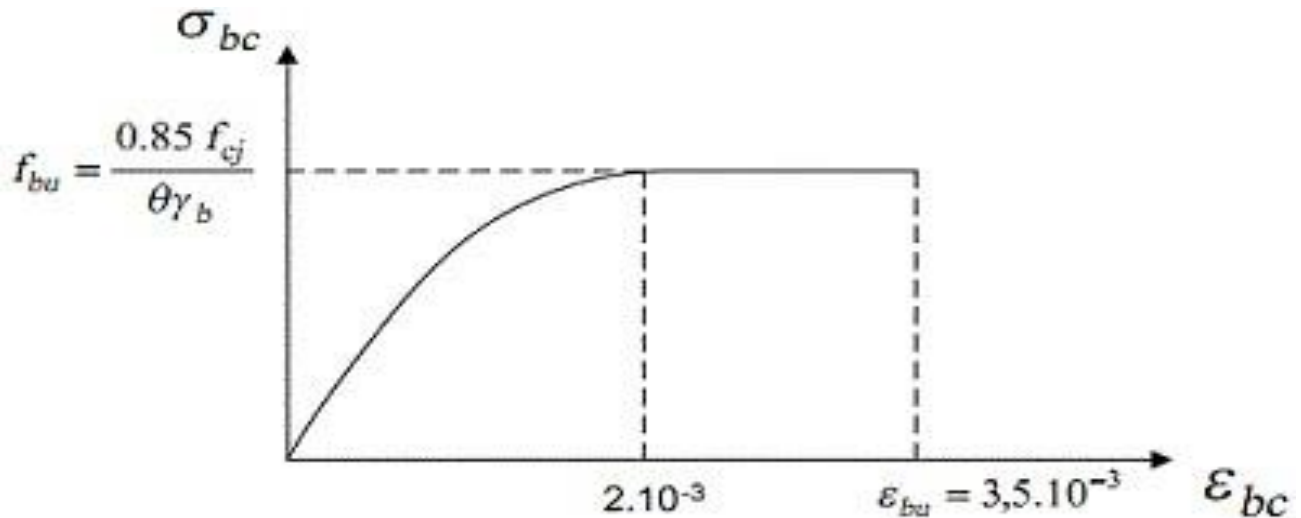


Figure 1. 3 : diagramme déformation du béton à L'ELU .

2.4.3. Les planchers :

La structure comporte deux planchers collaborant, constitués de :

- ✓ Une dalle en béton armé.
- ✓ Des armatures.
- ✓ Une tôle nervurée.
- ✓ Des solives.
- ✓ Des goujons connecteurs.

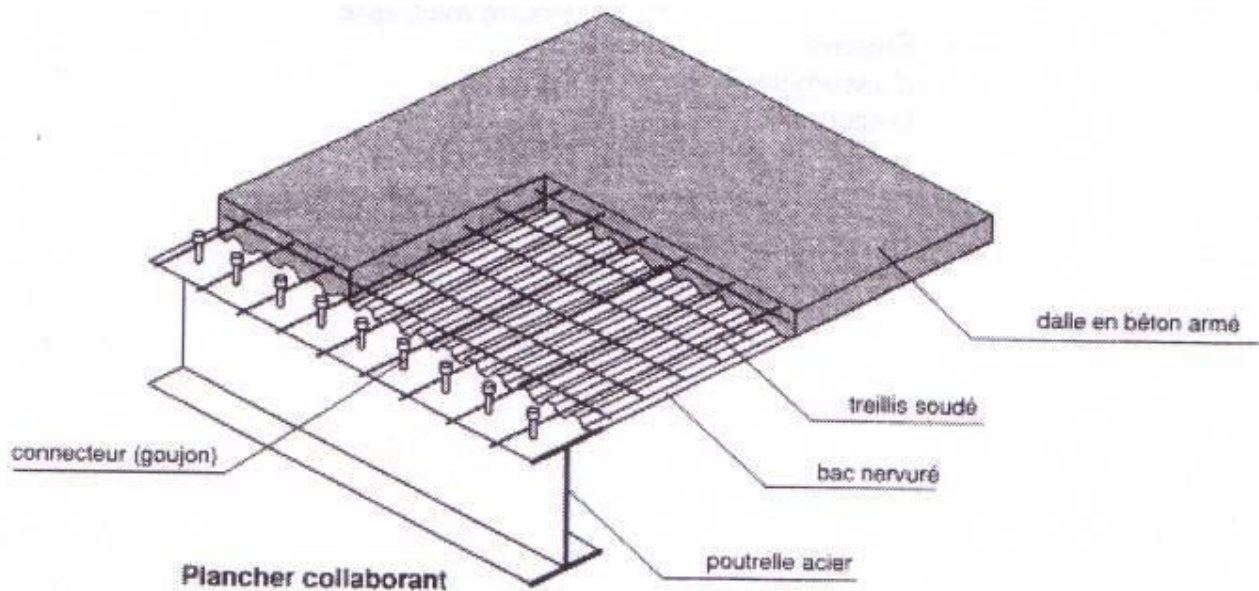
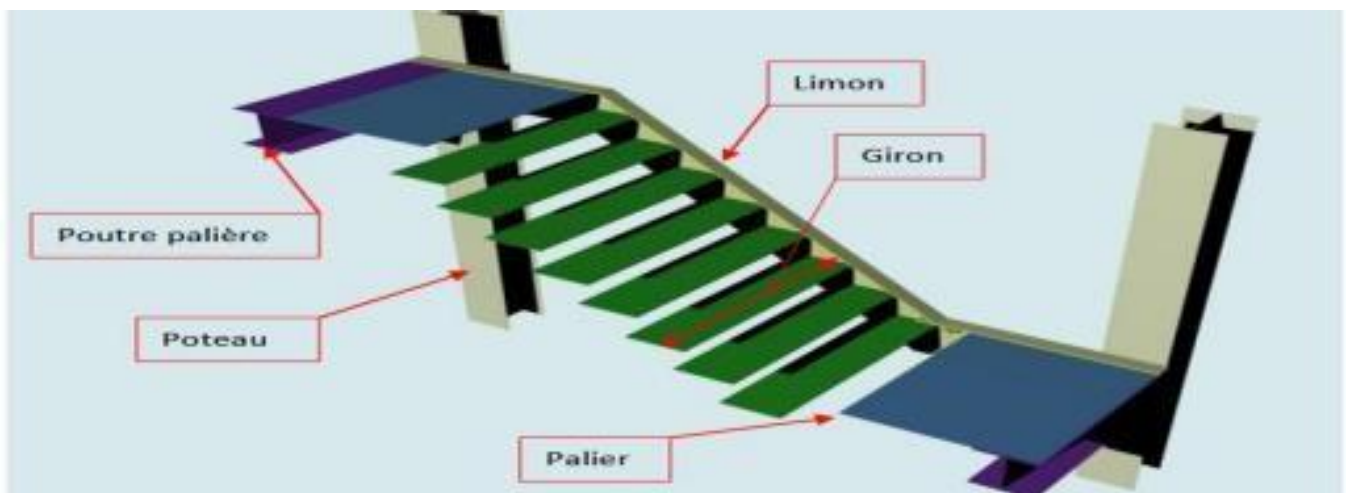


Figure 1. 4 : plancher mixte à dalle collaborant.

2.4.4. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments qui assurent la liaison entre les différents niveaux ils sont composés de deux volets et un palier de repos ils seront en charpente métallique avec remplissage en béton.



Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage.

Figure 1. 5 : Escalier .

- ✓ **Palier** : est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- ✓ **Volée** : est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- ✓ **Limon** : est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer en U dont l'âme sera verticale.
- ✓ **Garde-corps** : Il est utilisé pour assurer la sécurité.
- ✓ **Giron** : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

2.4.5. La toiture :

Une toiture de construction métallique est une structure fabriquée principalement à partir de matériaux métalliques tels que l'acier, l'aluminium, le cuivre ou le zinc.

Les toitures de construction métallique sont utilisées dans de nombreux types de bâtiments, tels que les entrepôts, les usines, les centres commerciaux, les écoles, les hôpitaux et les maisons.

Elles sont populaires en raison de leur durabilité, de leur résistance aux intempéries, de leur facilité d'installation et de leur faible coût d'entretien.

Ces toitures peuvent être conçues dans une variété de styles et de formes, y compris les toits en pente, les toits plats, les toits cintrés et les toits en dôme. Elles peuvent également être revêtues de différents matériaux pour améliorer leurs propriétés d'isolation thermique et

Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage.

acoustique, leur résistance à la corrosion et leur esthétique, tels que des panneaux isolants, des panneaux solaires, des panneaux translucides ou des revêtements de peinture ou de finition.

Elles sont souvent conçues pour être légères et résistantes, afin de minimiser les charges sur la structure du bâtiment tout en offrant une protection contre les intempéries et les éléments extérieurs.

Aussi elles sont réalisées en panneaux sandwich. Ces derniers offrent l'avantage de rassembler à un seul élément.

Le rôle principal d'une toiture est: l'isolation, l'étanchéité, et le pare-vapeur.

2.4.6. Le boulonnage :

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

2.4.7. La soudure :

La soudure est un processus d'assemblage qui consiste à réunir deux pièces métalliques en les chauffant à haute température et en les faisant fondre pour qu'elles se lient chimiquement.

Elle peut être effectuée en utilisant différentes méthodes, telles que la soudure à l'arc, la soudure par résistance, la soudure à la flamme, la soudure par friction, la soudure par ultrasons, etc.

Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage.

Cette méthode est largement utilisée dans de nombreuses industries, notamment l'automobile, l'aérospatiale, la construction, la fabrication de machines, la plomberie, la tuyauterie, etc.

2.5. Normes de calcul :

- ✓ **CCM97** : règles de calcul des constructions en acier
- ✓ **RPA99** : règlement parasismique algérien version 2003
- ✓ **DTR C2.2** : document technique des charges permanentes et d'exploitation
- ✓ **RNV 2013** : règlement définissant les effets climatique (vent et neige)
- ✓ **Euro-code 3** : calcul des structures métalliques.
- ✓ **Euro-code 4** : calcul des structures mixtes.

3. Contraintes limites :

✓ **Etat limite ultime (ELU)**

Les états limites ultimes sont associés à la ruine de la structure, ils comprennent : la perte d'équilibre et/ou la ruine de la structure ou de l'un de ses éléments.

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

- En cas de situation accidentelle $\sigma_{st}=400\text{Mpa}$
- En cas en cas de situation normale $\sigma_{st}=348\text{Mpa}$

✓ **Etat limite de service (ELS)**

Les états limites de service correspondent au dépassement des critères spécifiques d'exploitation, ils comprennent :

Chapitre 01 : Présentation de l'ouvrage.

- Les déformations et les flèches affectant l'aspect ou l'exploitation de la construction, peuvent aussi provoquer des dommages à des éléments non structuraux.
- La vibration incommode endommage le bâtiment ou son contenu.

4. Les charges d'actions :

✓ Action permanente G_i

Poids propre des éléments de la construction.

Poids propre des équipements fixes.

✓ Action variable Q_i

Charge d'exploitation.

Charges appliquées en cours d'exécution.

✓ Action climatique

Vent (V)

Neige (N)

✓ Actions accidentelles E_i

Le séisme

5. Présentation des systèmes du contreventement :

Le contreventement est une technique de renforcement de la structure d'un bâtiment pour lui permettre de résister aux forces latérales telles que les vents, les séismes ou les charges horizontales. Il consiste en l'ajout d'éléments structuraux tels que des murs, des poutres ou des diagonales qui sont disposés de manière à répartir les charges horizontales sur l'ensemble de la structure.

En général, le contreventement est intégré dès la conception de la structure pour garantir la stabilité et la sécurité du bâtiment. Le choix du type de contreventement dépend du type de structure, des charges horizontales qui lui sont appliquées et des normes en vigueur dans la région où le bâtiment est construit.

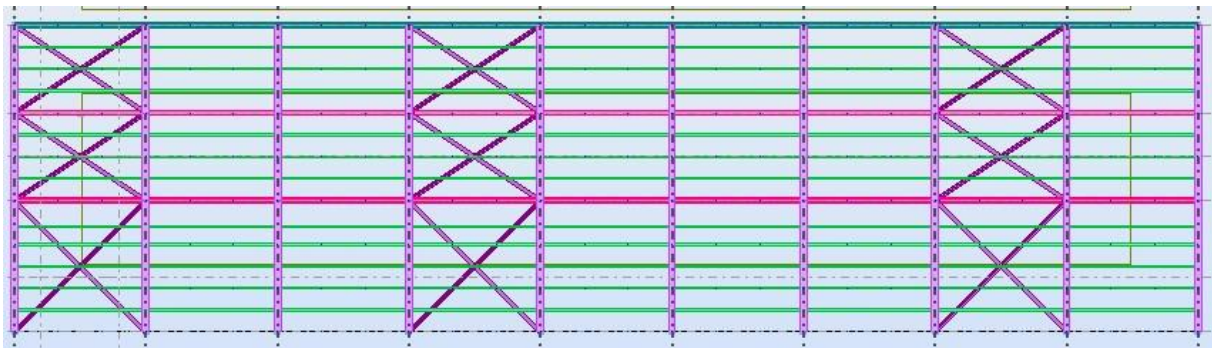


Figure 1. 6 : contreventement (palle de stabilité).

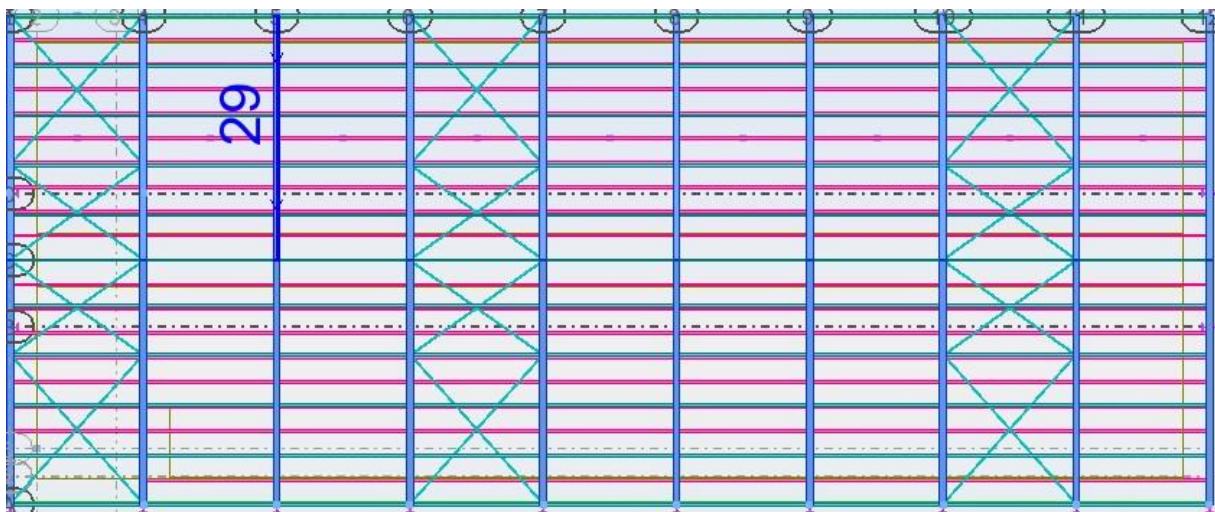


Figure 1. 7 : contreventement (poutre au vent) .

Chapitre 02 :

Evaluation des charges et surcharges

1. Introduction :

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

2. Charges Permanentes :

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

- ✓ Bardage en tôle nervurée TL35
.....10.544dan/m² .
- ✓ Couverture en tôle nervurée TL
75.....13.834dan/m² .

3. Surcharges d'exploitation :

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

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

Chapitre 02 : Evaluation des charges et surcharges

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

4. Charges climatiques :

4.1. L'effet du vent :

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

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

- ✓ De la région. □□□□
- ✓ De site d'implantation. □□□□
- ✓ De la hauteur de la construction. □□□
- ✓ De la forme géométrique de la construction. □□□□
- ✓ De la rigidité de la construction. □□□□
- ✓ Des ouvertures (ou de la perméabilité à l'air) de la construction
Selon le sens du vent et l'état des ouvertures, quatre cas ont été envisagés : □□□□
- ✓ Vent sur long-pan avec surpression intérieure. □□□□ ✓ □ Vent sur long-pan avec dépression intérieure. □□ ✓ □ Vent sur pignon avec surpression intérieure. □□ ✓ □ Vent sur pignon avec dépression intérieure.

4.1.1. Action du vent :

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

- ✓ Au long pan V_2 □□□□
- ✓ Au pignon V_1

4.1.2. Coefficients de calcul :

a) Effet de la région

Notre structure est située dans la zone I, dont la pression de référence est donnée par le Tableau 2-2 du RNVA2013 (chapitre II bases de calcul) par $Q_{ref} = 37,5 \text{ DaN/m}^2$

b) Effet de site

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

- ✓ Le facteur de terrain $K_T = 0,215$
- ✓ Le paramètre de rugosité $Z_0 = 0,3 \text{ m}$ (Tableau 2-4, chapitre II RNVA2013)
- ✓ La hauteur minimale $Z_{min} = 5 \text{ m}$.
- ✓ $\varepsilon = 0,61$: coefficient utilisé pour le calcul de C_d

4.1.3. Coefficient de topographie :

Chapitre 02 : Evaluation des charges et surcharges

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

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

4.1.4. Calcul de coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation de la pression exercée sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure. C_d peut être donné par l'interpolation linéaire des courbes données par la figure 3.2 (RNV 99) :

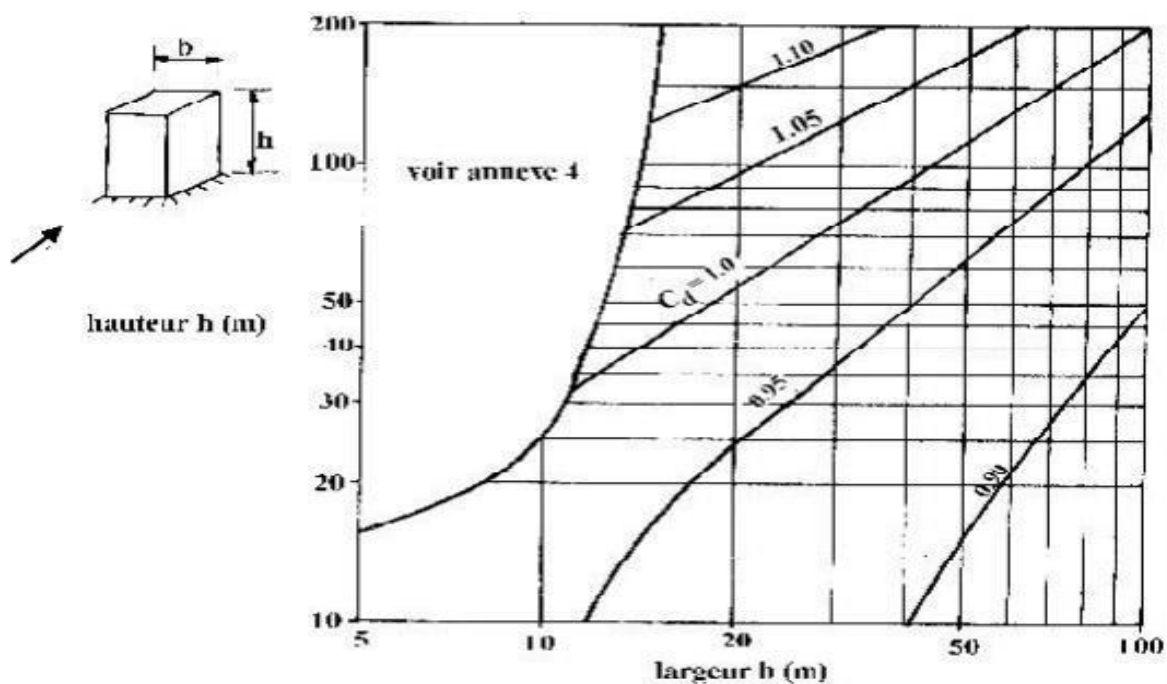


Figure 2. 1 : Valeurs de C_d pour les structures métalliques .

Une valeur de $C_d=1$ peut être prise dans notre projet pour une hauteur qui est égale à 16m et un largeur 54,305m.

Donc :

$C_d < 1.2 \Rightarrow$ la construction est peu sensible aux excitations dynamiques.

Avec :

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

4.1.5. Détermination du coefficient d'exposition C_{ex} :

Le coefficient d'exposition au vent C_{ex} tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur audessus du sol, il tient compte de la nature turbulente du vent. C_{ex} est donné par la formule suivante :

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

Avec :

- cr : coefficient de rugosité.
- ct : coefficient de topographie.
- $I_v(z)$: l'intensité de turbulence.
- Z (en m) : est la hauteur considérée.

a) La hauteur de référence Z_e :

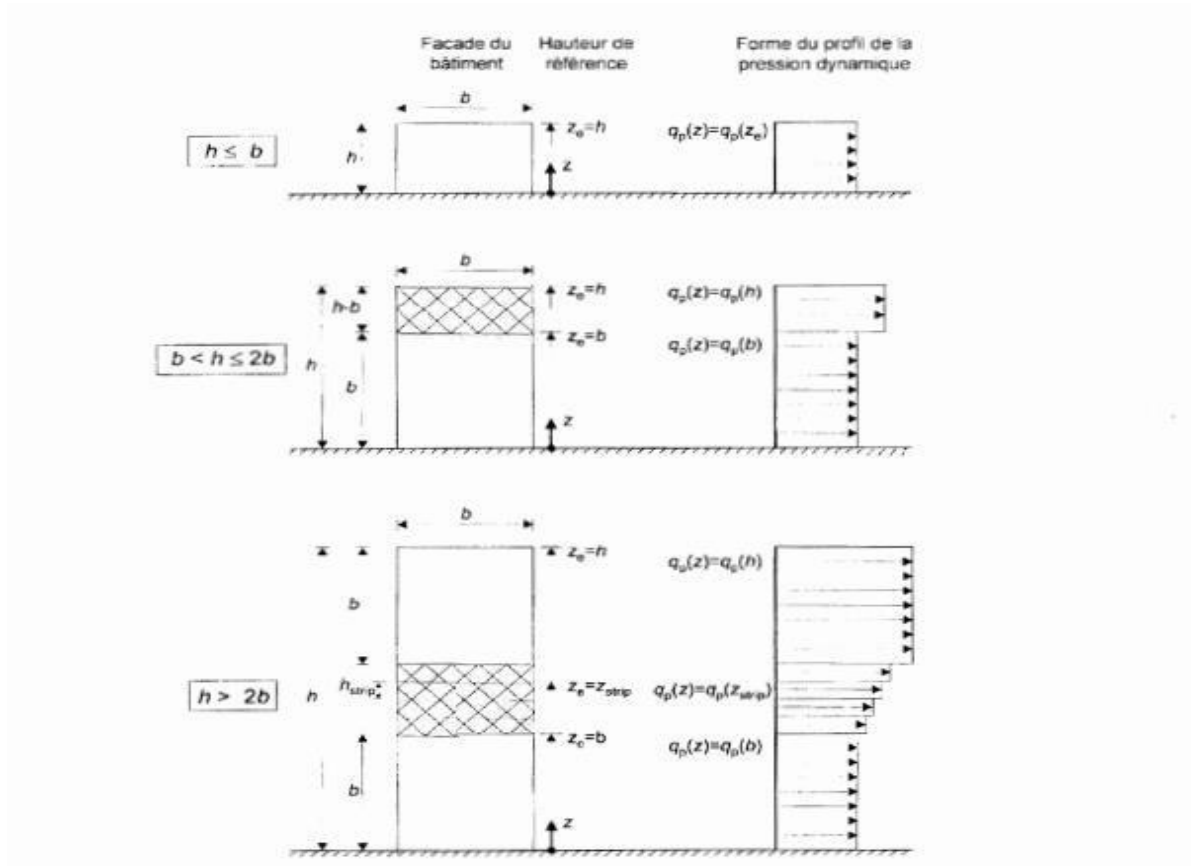


Figure 2. 2 : Hauteur de référence Z_e .

Dans notre cas $H \leq b$ **Donc : $H=Z_{eq}=16m$**

b) Intensité de turbulence :

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

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

$$I_v(16) = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{16}{0.3}\right)}$$

$$I_v(16)=0.251$$

c) Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité $C_r(Z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$C_r(z) = K_t * Ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m}$$

$$C_r(16) = 0,215 * Ln\left(\frac{16}{0,3}\right)$$

$$C_r(16) = 0,855$$

Donc le coefficient d'exposition est :

$$C_e(16) = 1^2 * 0,855^2 * [1 + (7 * 0,251)]$$

$$C_e(16)=2,015$$

4.1.6. Le coefficient de pression extérieur C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieur c_{pe} applicable aux bâtiments et aux parties de bâtiments, ils dépendent de la dimension de la surface chargée A, qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer.

Les coefficients de pression extérieurs sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m² et 10 m² dans les tableaux relatifs au configurations de bâtiment appropriées, ils sont notés c_{pe1} pour les coefficients locaux, et c_{pe10} pour les coefficients globaux, respectivement (chapitre 5 : coefficient de pression p 80 RNV 2013).

- $c_{pe} = c_{pe1} \quad S \leq 1\text{m}^2$

Chapitre 02 : Evaluation des charges et surcharges

- $cpe = cpe1 + (cpe10 - cpe1) \log_{10}(s)$ $1m^2 < s < 10 m^2$
- $cpe = cpe10$ $S \geq 10m^2$

Remarque : Dans nos calculs on considère deux cas :

- Le cas où les portes et les fenêtres sont fermées.
- Le cas où les portes et les fenêtres sont ouvertes.

1) Direction du vent perpendiculaire au long pan v1 :

a) Pour les parois verticales :

Pour cette direction $\Rightarrow b = 54,304 m$; $d1 = 22,446 m$; $H = 16,5 m$ pour

b :

$$e = \min(b; 2h)$$

$$e = \min(54,304; 33)$$

$$e = 33m$$

Calcul des zones de façade :

Pour $d_1 \leq e_1$ on a donc :

Zone A :

$$A = \frac{e}{5}$$

$$A = 6,6m \text{ Zone}$$

B :

Chapitre 02 : Evaluation des charges et surcharges

$$B = e - \frac{e}{5}$$

$$B = 26,4\text{m}$$

Calcule des coefficient de pression exterieurs :

Prois D :

$$b * h = 54,305 * 14 = 760,27\text{m}^2$$

$$760,27 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2$$

C_{pe10} = +0,8 Parois E :

$$b * h = 54,305 * 14 = 760,27\text{m}^2$$

$$760,27\text{m}^2 > 10\text{m}^2$$

$$C_{pe10} = -0,3$$

Zone A :

$$b * h = 92,4\text{m}^2 > 10\text{m}^2 \quad C_{pe10} = -1 \text{ Zone}$$

B :

$$b * h = 369,6\text{m}^2 > 10\text{m}^2 \quad C_{pe10} = -0,8$$

Zone F :

$$1. F = 8,25 * 3,3 = 27,225\text{m}^2 \quad C_{pe10}$$

Interpolation linaire :

$$C_{pe} = f(x) = -1,7 + \frac{-0,9 + 1,7}{10} * (12,55 - 5) = -1,096$$

Zone G :

$$G = 37,804 * 3,3 = 124,75m^2 \quad C_{pe10}$$

Interpolation lineaire :

$$C_{pe} = -1,2 + \frac{-0,8 + 1,2}{10} * (12,55 - 5) = -0,898$$

Zone H :

$$H = 54,304 * 7,923 = 430,25m^2 \quad C_{pe10}$$

Interpolation lineaire :

$$C_{pe} = -0,6 + \frac{-0,3 + 0,6}{10} * (12,55 - 5) = -0,37$$

Zone J :

$$J = 3,3 * 54,304 = 130,42m^2$$

Interpolation lineaire :

$$C_{pe} = -0,6 + \frac{-1 + 0,6}{10} * (12,55 - 5) = -0,90$$

Zone I :

$$I = 7,923 * 54,304 = 430,25m^2 \quad C_{pe10}$$

Interpolation lineaire :

$$C_{pe10} = -0,6 + \frac{-0,4+0,6}{10} * (12,55 - 5) = -0,44$$

4.1.7. Coefficients de pressions interieures C_{pi} :

Chapitre 02 : Evaluation des charges et surcharges

Les valeurs recommandées lorsqu'on ne connaît pas la perméabilité des parois du bâtiment (note 2 paragraphes 7.2.9 NF EN 1991-1-4) sont les suivantes

Pression intérieure : $C_{pi}=+0,2$

Depression intérieure : $C_{pi}=-0,3$

Pression aérodynamique du vent :

$\theta = 0^\circ$ avec une pression intérieure qui est égale à $+0,2$

| Parois verticales | | | | Versant de toitures | | | |
|-------------------|----------|----------|-------------------------------|---------------------|----------|----------|-------------------------------|
| Zone | C_{pe} | C_{pi} | $W(z)$ daN /m ² | Zone | C_{pe} | C_{pi} | $W(z)$ daN /m ² |
| D | +0,8 | +0,2 | 45,85 | F | -1,096 | +0,2 | -99,04 |
| A | -1 | +0,2 | -91,71 | G | -0,898 | +0,2 | -83,91 |
| B | -0,8 | +0,2 | -45,85 | H | -0,37 | +0,2 | -43,56 |
| / | / | / | / | I | -0,44 | +0,2 | -48,91 |
| E | -0,3 | +0,2 | -38,21 | J | -0,9 | +0,2 | -84,06 |

Tableau 2. 1 : valeur de la pression statique du vent des parois verticales et la toiture avec $C_{pi}=+0,2$.

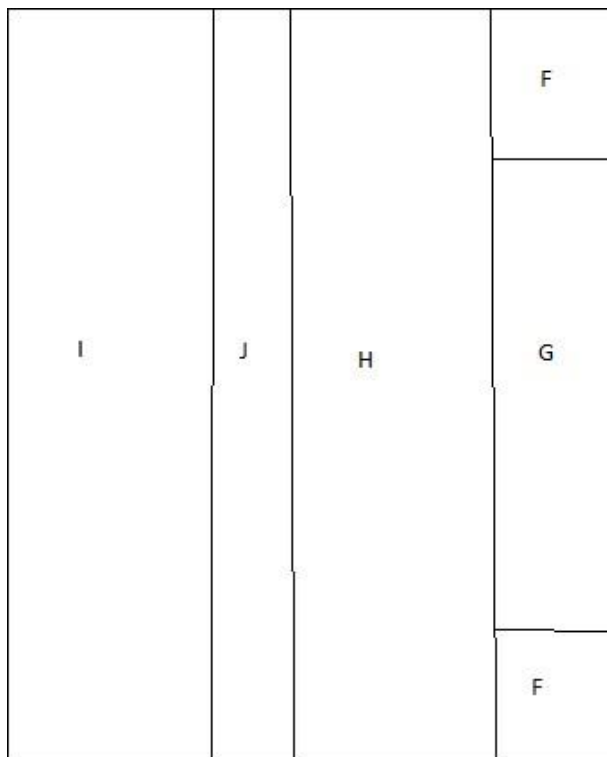
$\theta = 0^\circ$ avec une pression intérieure qui est égale à $-0,3$

| Parois verticales | | | | Versant de toitures | | | |
|-------------------|----------|----------|-------------------------------|---------------------|----------|----------|-------------------------------|
| Zone | C_{pe} | C_{pi} | $W(z)$ daN /m ² | Zone | C_{pe} | C_{pi} | $W(z)$ daN /m ² |

Chapitre 02 : Evaluation des charges et surcharges

| | | | | | | | |
|----------|-------------|-------------|---------------|----------|---------------|-------------|---------------|
| D | +0,8 | -0,3 | 84,065 | F | -1,096 | -0,3 | -60,83 |
| A | -1 | -0,3 | -53,49 | G | -0,898 | -0,3 | -45,70 |
| B | -0,8 | -0,3 | -38,21 | H | -0,37 | -0,3 | -5,349 |
| / | / | / | / | I | -0,44 | -0,3 | -10,69 |
| E | -0,3 | -0,3 | 0 | J | -0,9 | -0,3 | -45,85 |

Tableau 2. 2 : valeur de la pression statique du vent des parois verticales et la toiture avec $C_{pi}=-0,3$.



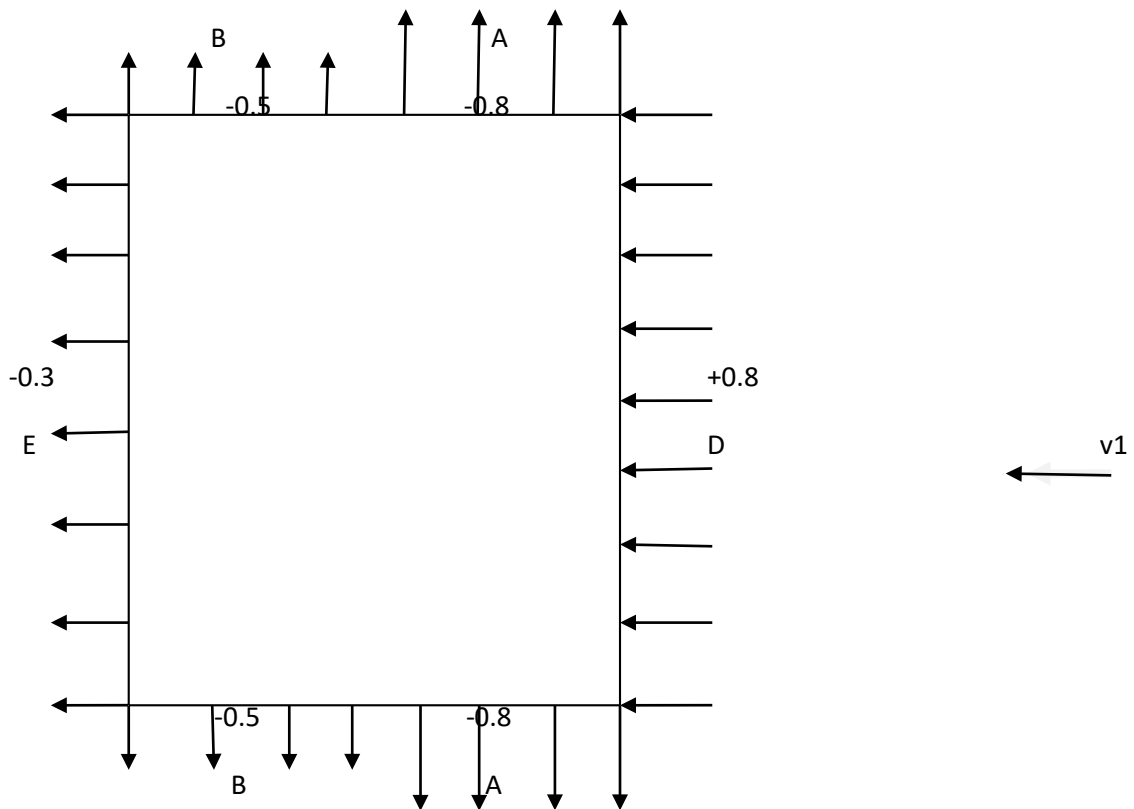


Figure 2. 3 :Direction du vent V sur la toiture .

F

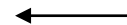


Figure 2. 4 : direction du vent V1 su la façade .

Direction du vent perpendiculaire au pignon v2 :

Pour les parois verticales :

Pour cette direction $\Rightarrow b = 22,446 \text{ m}$; $d = 54,304 \text{ m}$; $H = 16,5 \text{ m}$ pour

b :

$$e = \min(b; 2h)$$

Chapitre 02 : Evaluation des charges et surcharges

$$e = \min(22,446; 33)$$

$$e = 22,446\text{m}$$

Calcul des zones de façade :

Pour $d \geq e$ on a donc :

Zone A :

$$A = \frac{e}{5}$$

$$A = 4,4892\text{m}$$

Zone B :

$$B = e - \frac{e}{5}$$

$$B = 17,9568\text{m}$$

Zone C :

$$C = d - e$$

$$C = 31,858 \text{ m}$$

Calcule des coeficient de pression exterieurs :

Prois D :

$$b * h = 22,446 * 14 = 314,244\text{m}^2$$

$$314,244 \text{ m}^2 > 10\text{m}^2$$

$C_{pe10} = +0,8$ Parois E :

$$b * h = 22,446 * 14 = 314,244m^2$$

$$314,244m^2 > 10m^2$$

$$C_{pe10} = -0,3$$

Zone A :

$$b * h = 62,748m^2 > 10m^2 \quad C_{pe10} = -1 \text{ Zone}$$

B :

$$b * h = 251,39m^2 > 10m^2 \quad C_{pe10} = -0,8$$

Zone C :

$$b * h = 446,012m^2 > 10m^2 \quad C_{pe10} = -0,5 \text{ Zone}$$

F :

$$F_1 = 5,6113 * 2,2446 = 12,595m^2 \quad C_{pe10}$$

Interpolation linéaire :

$$C_{pe} = f(x) = -1,6 + \frac{-1,3 + 1,6}{10} * (12,55 - 5) = -1,374$$

Zone G :

$$G = 11,22 * 2,2446 = 25,18m^2 \quad C_{pe10}$$

Interpolation linéaire :

$$C_{pe10} = -1,3 \text{ Zone}$$

H :

$$1. H_1 = 8,9784 * 22,446 = 201,53m^2 \quad C_{pe10}$$

Interpolation lineaire :

$$C_{pe} = -0,7 + \frac{-0,6 + 0,7}{10} * (12,55 - 5) = -0,625$$

Zone I :

$$I = 43,092 * 22,446 = 966,99m^2 \quad C_{pe10}$$

Interpolation lineaire :

$$C_{pe10} = -0,6 + \frac{-0,5 + 0,6}{10} * (12,55 - 5) = -0,525$$

4.1.8. Coefficients de pressions interieures C_{pi} :

Les valeur recommandees lorquon ne connait pas la permeabilite des parois du batiment (note 2 paragraphes 7.2.9 NF EN 1991-1-4) sont les suivantes

Peression interieure : $C_{pi}=+0,2$

Depression interieure : $C_{pi}=-0,3$

Pression aerodynamique du vent :

$\theta = 0^\circ$ avec une pression interieure qui est egale a $+0,2$

| Parois verticales | | | | Versant de toitures | | | |
|-------------------|----------|----------|-------------------------------|---------------------|----------|----------|-------------------------------|
| Zone | C_{pe} | C_{pi} | $W(z)$ daN /m ² | Zone | C_{pe} | C_{pi} | $W(z)$ daN /m ² |
| D | +0,8 | +0,2 | 45,85 | F | -1,37 | +0,2 | -120,29 |

Chapitre 02 : Evaluation des charges et surcharges

| | | | | | | | |
|----------|-------------|-------------|---------------|----------|--------------|-------------|----------------|
| A | -1 | +0,2 | -91,71 | G | -1,3 | +0,2 | -114,64 |
| B | -0,8 | +0,2 | -45,85 | H | -0,63 | +0,2 | -63,05 |
| C | -0,5 | +0,2 | -53,49 | I | -0,53 | +0,2 | -55,79 |
| E | -0,3 | +0,2 | -38,21 | / | / | / | / |

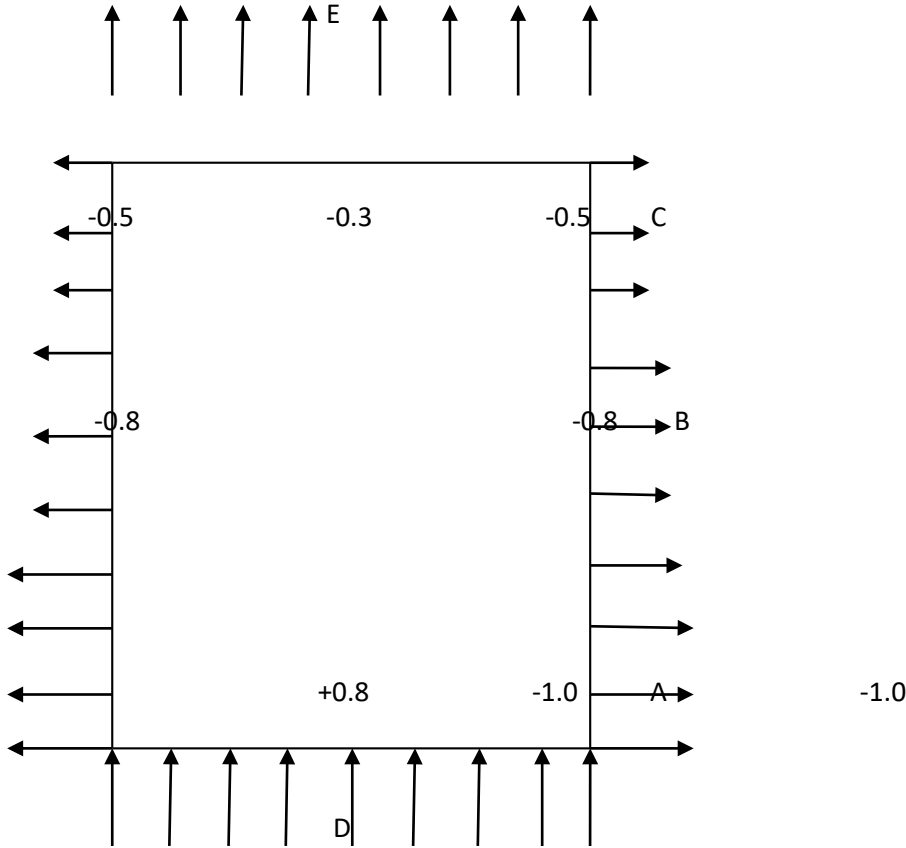
Tableau 2. 3 : valeur de la pression statique du vent V2 du pignon et la toiture avec $C_{pi}=+0,2$.

$\theta = 0^\circ$ avec une pression interieure qui est egale a $-0,3$

| Parois verticales | | | | Versant de toitures | | | |
|-------------------|-------------|-------------|-------------------------------|---------------------|--------------|-------------|-------------------------------|
| Zone | C_{pe} | C_{pi} | $W(z)$ daN /m ² | Zone | C_{pe} | C_{pi} | $W(z)$ daN /m ² |
| D | +0,8 | -0,3 | 84,065 | F | -1,37 | -0,3 | -81,77 |
| A | -1 | -0,3 | -53,49 | G | -1,3 | -0,3 | -76,43 |
| B | -0,8 | -0,3 | -38,21 | H | -0,63 | -0,3 | -25,22 |
| C | -0,5 | -0,3 | -15,28 | I | -0,53 | -0,3 | -17,57 |
| E | -0,3 | -0,3 | 0 | / | / | / | / |

Tableau 2. 4 : valeur de la pression statique du vent V2 du pignon et la toiture avec $C_{pi}=+0,2$.

Chapitre 02 : Evaluation des charges et surcharges



Chapitre 02 : Evaluation des charges et surcharges



Figure 2. 5 : direction du vent V2 sur la façade .

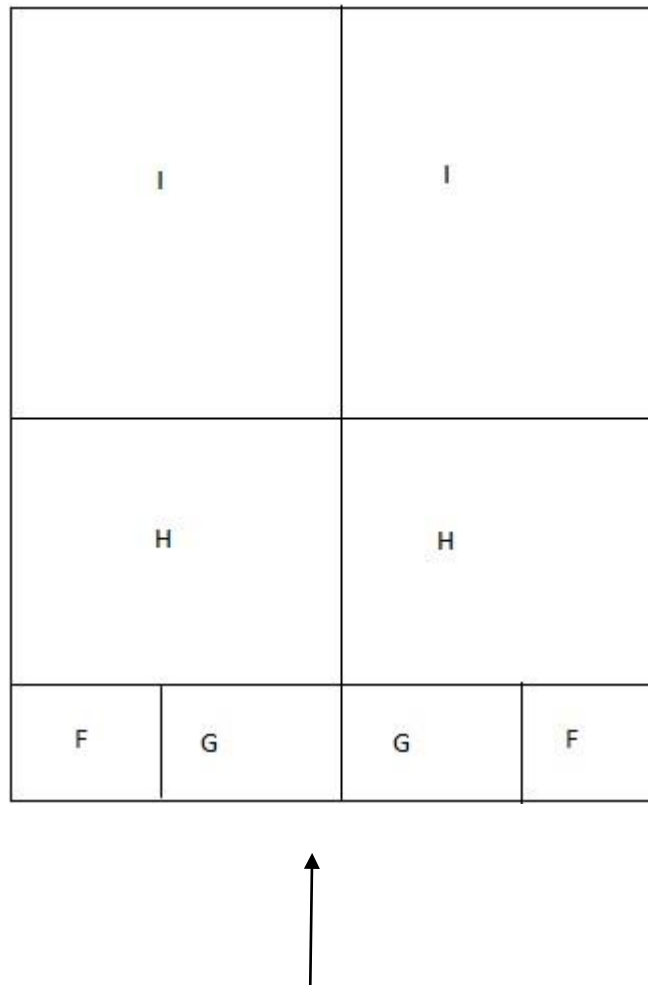


Figure 2. 6 : direction du vent V2 sur la toiture .

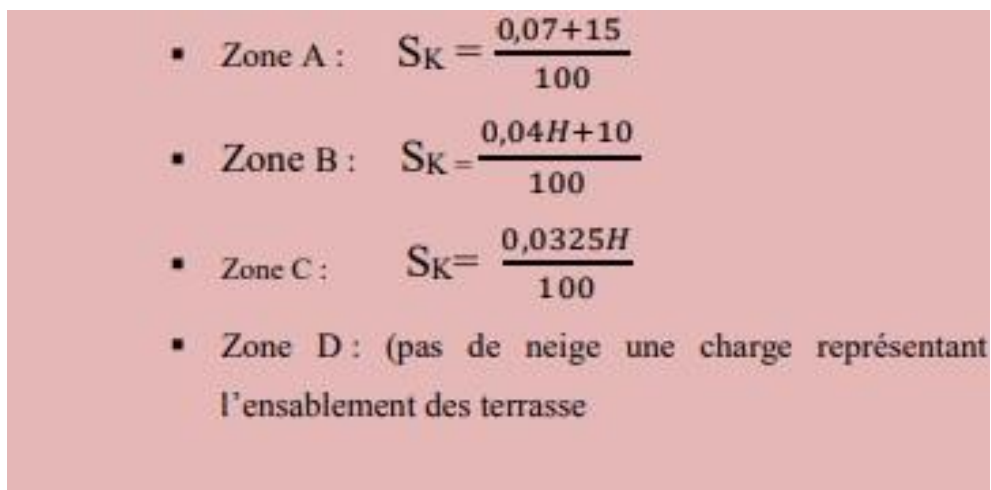
4.2. Action la neige

Le règlement RNV 2013 définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessous du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Chapitre 02 : Evaluation des charges et surcharges

Calcul de la charge de neige sur le sol S_K . :

La charge caractéristique de neige sur le sol S_K par unité de surface est fonction de la localisation géographique et l'altitude du lieu considéré. La valeur de S_K est déterminée par les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude H du point considéré (par rapport au niveau de la mer) et représentées graphiquement sur la figure 1 . (RNV 2013 Art 4)



- Zone A : $S_K = \frac{0,07H+15}{100}$
- Zone B : $S_K = \frac{0,04H+10}{100}$
- Zone C : $S_K = \frac{0,0325H}{100}$
- Zone D : (pas de neige une charge représentant l'ensablement des terrasse)

- ✓ Notre structure implantée dans la wilaya de Tizi Ouzou (pont de bougie).
- ✓ Terrain de catégorie III zone suburbaine (zone industrielle). (RNV 2013)
- ✓ Le projet est implanté à pont de bougie qui classe en zone A (zone de neige), l'altitude par rapport au niveau de la mer est $H=200$ m donc : $S_K = \frac{0,07H+15}{100}$

$$S_K = \frac{(0,07 * 200) + 15}{100}$$

$$S_K = 0,29 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre 02 : Evaluation des charges et surcharges

a) **Calcul des charges de la neige S sut la toiture :** La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de la toiture soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_K \quad [\text{KN /m}^2] \quad (\text{RNV 2013 P 18})$$

D'ou :

- ✓ S_K (en KN /m^2) : est la charge de neige sur le sol en fonction de l'altitude e la zone de neige.
- ✓ μ : est un coefficient d'ajustement des charges en fonction de la forme de la toiture (coefficient de forme).

b) **Calcul du coefficient de forme μ :**

Les valeurs des coefficients de forme μ données ci-après concernant les toitures de forme courante. Pour des formes particulières de toiture. Le cahier des charges doit être préciser la valeur à prendre en compte Pour notre construction on a une toiture a deux versants avec l'inclinaison de la toiture $\alpha=12,55$

| (α)pente du versant (en $^\circ$) | $0 \leq \alpha \leq 30$ | $30 < \alpha < 60$ | $\alpha \geq 60$ |
|---|---|--|------------------|
| Coefficient μ_1 | 0,8 | $0,8\left(\frac{60-\alpha}{30}\right)$ | 0 |
| Coefficient μ_2 | $0,8 + 0,8\left(\frac{\alpha}{30}\right)$ | 1,6 | - |

Tableau 2. 5 : valeurs des coefficients de forme μ_i .

Chapitre 02 : Evaluation des charges et surcharges

$$\alpha = 12,55^\circ \rightarrow 0 \leq \alpha \leq 30 \rightarrow \mu_1 = 0,8$$

Par projection horizontal :

$$S = 0,8 * 0,29$$

$$S=0,232 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Suivant rampant :

$$S = 0,232 * \cos 12,55$$

$$S=0,226 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$S=22,60 \text{ daN} / \text{m}^2$$

c) Calcul de la force de frottement :

Dans le cas des structures allongées ou élancées on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent au-delà d'une distance des bords au vent égale a la plus petite des valeur (2b) et (4h)

La force de frottements est négligeable si : $S_2+S_1 \leq 4S_3$

$$S_1 + S_2 = 14 * 54,304 + \frac{11,223}{\cos 12,55} * 54,304$$

$$S_1+S_2=1369,79 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 22,446 * 14 + (11,223 * \tan 12,55 * 11,223)$$

$$S_3=312,18 \text{ m}^2$$

Chapitre 02 : Evaluation des charges et surcharges

$$4S_3=1248,73 \text{ m}^2$$

$1369,79\text{m}^2 > 1248,73\text{m}^2$ ——— Force de frottement non négligeable

La force de frottement est donnée par la formule suivante :

$$F_{fr} = \sum(q_p(z) * C_{fr} * A_{fr})$$

Calcul de l'air de frottement A_{fr} :

$$\min(2b; 4h)$$

$$\min(44,892; 66) = 48,892\text{m}$$

$$A_{fr} = \left[\left(\frac{22,446}{\cos 12,55} \right) + (14 * 2) \right] * (54,304 - 48,892)$$

$$A_{fr}=273,03 \text{ m}^2$$

On prendra dans notre cas un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaires a la direction du vent $C_{fr}=0,04$

$$F_{fr} = 76,425 * 0.04 * 273,03$$

$$F_{fr}=834,65 \text{ daN}$$

□ **Action d'ensemble :**

La force résultante F_w est donnée

$$F_w = \sum W(z) * A_{ref} + \sum F_{fr}$$

Calcul des surfaces tributaire :

Cote pignon :

Chapitre 02 : Evaluation des charges et surcharges

Zone F₁ :

$$S_{f1}=12,595\text{m}^2$$

Zone F₂ :

$$S_{f2}=12,595 \text{ m}^2$$

Zone G :

$$S_G=25,18 \text{ m}^2$$

Zone H :

$$S_H=201,53 \text{ m}^2$$

Zone I :

$$S_I=966,99\text{m}^2$$

+0,2

| Zone | Composante horizontale F _{wy} (daN) | Composante verticale F _{wx} (daN) |
|----------------|---|--|
| D | 14315,01 | 0 |
| E | -11929,30 | 0 |
| F ₁ | 0 | 1515,05 |
| F ₂ | 0 | 1515,05 |
| G | 0 | 2886,60 |
| H | 0 | 12706,46 |
| I | 0 | 53948,37 |

Chapitre 02 : Evaluation des charges et surcharges

| | | |
|----------|---------|----------|
| F_{fr} | 834,65 | 0 |
| Total | 3220,36 | 72571,53 |

Tableau 2. 6 : les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction – direction du vent .

-0,3

| Zone | Composante horizontale F_{wy} (daN) | Composante verticale F_{wx} (daN) |
|----------------|---------------------------------------|-------------------------------------|
| D | 26244,03 | 0 |
| E | 0 | 0 |
| F ₁ | 0 | 1029,48 |
| F ₂ | 0 | 1029,48 |
| G | 0 | 1924,50 |
| H | 0 | 5082,58 |
| I | 0 | 16990,01 |
| F_{fr} | 834,65 | 0 |
| Total | 27078,68 | 26056,05 |

Tableau 2. 7 : les valeurs des forces parallèles a la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction – direction du vent v2.

Cote long pond :

Chapitre 02 : Evaluation des charges et surcharges

Zone F₁ :

$$S_{f1}=27,25\text{m}^2$$

Zone F₂ :

$$S_{f2}=27,25 \text{ m}^2$$

Zone G :

$$S_G=124,75 \text{ m}^2$$

Zone H :

$$S_H=430,25 \text{ m}^2$$

Zone J :

$$S_I=179,2\text{m}^2$$

Zone I :

$$S_I=430,25\text{m}^2$$

+0,2

| Zone | Composante horizontale F_{wy} (daN) | Composante verticale F_{wx} (daN) |
|----------------|---------------------------------------|-------------------------------------|
| D | 34857,73 | 0 |
| E | -29049,38 | 0 |
| F ₁ | -600,79 | -2698,84 |
| F ₂ | -600,79 | -2698,84 |
| G | -2330,23 | -10467,77 |

Chapitre 02 : Evaluation des charges et surcharges

| | | |
|-------|----------|-----------|
| H | -4172,09 | -18741,69 |
| I | -4684,51 | -21043,52 |
| J | -3353,29 | -15063,50 |
| Total | -9933,35 | -70714,16 |

Tableau 2. 8 : les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction – direction du vent v1.

-0.3

| Zone | Composante horizontale F_{wy} (daN) | Composante verticale F_{wx} (daN) |
|----------------|---------------------------------------|-------------------------------------|
| D | 63910,92 | 0 |
| E | 0 | 0 |
| F ₁ | -369 | -1657,61 |
| F ₂ | -369 | -1657,61 |
| G | -1269,12 | -5701,08 |
| H | -512,31 | -2301,41 |
| I | -1024,73 | -4603,24 |
| J | -1829,04 | -8216,32 |
| Total | 58537,72 | -24137,27 |

Tableau 2. 9 : les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction – direction du vent v1.

Chapitre 02 : Evaluation des charges et surcharges

Chapitre 03 :

1. Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse à définir et à dimensionner les sections des profilés qui devront résister aux différentes sollicitations le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Les formules de vérification utilisées sont tirées de l'EUROCODE 3 règlement de conception et de calcul des structures en acier. Et cela pour vérifier la stabilité de la structure.

2. Pannes :

Introduction :

Les pannes sont des poutres laminées généralement en I ou bien en U, destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. En outre, elles peuvent agir comme éléments comprimés en tant que partie du système de contreventement et participent à la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse. Elles sont disposées parallèlement à la ligne du faitage dans le plan de versant, posées inclinées sur les membrures supérieures à un angle α et fixées par boulonnage à l'aide d'échantignoles. Elles peuvent être subdivisées en trois (03) catégories :

- ✓ Les pannes faitières sont situées au faitage
- ✓ Les pannes sablières sont situées en bas du versant et peuvent être renforcé pour reprendre les efforts horizontaux dus au vent
- ✓ Les pannes intermédiaires sont disposées à un entre axe définie entre la panne faitière et sablière.

Chapitre 03 : Prés-dimensionnement des éléments secondaires

Données de calcul :

Chaque panne repose sur deux (02) appuis de distance 06 m (Portée de la panne) ;

Angle d'inclinaison : $\theta = 12,55^\circ$

Espacement entre axes horizontale des pannes :

$$e = \frac{11,5}{5} = 2,3m$$

On dispose de cinq (5) lignes de pannes sur chaque versant de toiture.

Evaluation des charges et surcharges Charges

permanentes (G) :

Poids propre de la couverture 12 Kg/m²

Poids propre des accessoires de pose 5 Kg/m²

Poids propre de la panne estimé 12 Kg/ml

$$G = [(P_{couverture} + P_{accessoires}) * e + P_{panne}]$$

$$G = [(12 + 5) * 2,3 + 12]$$

G=51,1 Kg/ml

Surcharges d'entretien (E) :

D'après les Eurocodes EN 1991-1-1 et 1-3, pour les couvertures dont la pente est inférieure à 30°, on prend comme charge d'entretien une

Chapitre 03 : Prés-dimensionnement des éléments secondaires

charge minimale de 0,6 KN/m^2 (60 Kg/m^2) de la surface de la couverture.

| Roof slope, α degrees | q_k (KN/m^2) |
|------------------------------|-------------------------|
| $\alpha < 30^\circ$ | 0,6 |
| $30^\circ \leq \alpha < 60$ | $0,6[(60 - \alpha)/30]$ |
| $\alpha \geq 60$ | 0 |

$$E = q_k * e$$

$$E = 60 * 2,3$$

$$E=138Kg/ml$$

Surcharges de neige (N) :

Pour raison sécuritaire nous majorons la valeur estimée de la charge de neige.

Nous mettons :

$$N = S_k * e$$

$$N = 22,6 * 2,3$$

$$N=51,98Kg/ml$$

Surcharges du vent (V) :

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

$$V=120,29Kg/ml$$

$$V = 120,29 * e$$

Chapitre 03 : Prés-dimensionnement des éléments secondaires

$$V = 120,29 * 2,3$$

$$V=276,67\text{Kg/ml}$$

Combinaisons des charges les plus défavorables :

Actions vers le bas :

$$Q_{sd1} = 1,35G + 1,5E$$

$$Q_{sd1} = (1,35 * 51,1) + (1,5 * 138)$$

$$Q_{sd1}=275,99\text{Kg/ml}$$

$$Q_{sd2} = 1,35G + 1,5N$$

$$Q_{sd2} = (1,35 * 51,1) + (1,5 * 51,98)$$

$$Q_{sd2}=146,96\text{Kg/ml}$$

Actions vers le haut ↑:

$$Q_{zsd} = G \cos \alpha - 1,5V$$

$$Q_{zsd} = (51,1 * \cos 12,55) - (1,5 * 276,67) \quad Q_{zsd}=-$$

$$365,12\text{Kg/ml}$$

$$Q_{ysd} = 1,35G \sin \alpha$$

$$Q_{ysd} = 1,35 * 51,1 * \sin 12,55$$

$$Q_{ysd}=14,99\text{Kg/ml}$$

D'après le nouveau règlement (Article 7.3 du DTR B.C.2.2), les charges climatiques ne se combinent pas avec la surcharge d'entretien

Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

Chapitre 03 : Prés-dimensionnement des éléments secondaires

Vérification à la résistance en section :

Par tâtonnement et après plusieurs tentatives on choisit l'IPE 200.

| G | H | b | t _w | t _f | r | d |
|----------------------|---------------------|---------------------|----------------------|----------------------|--------------------|----------------|
| (Kg/m) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) |
| 22,4 | 200 | 100 | 5,6 | 8,5 | 12 | 159 |
| I _y | W _{ply} | I _z | W _{plz} | A | A _{vz} | i _z |
| (mm ⁴) | (mm ³) | (mm ⁴) | (mm ³) | (mm ²) | (mm ²) | (mm) |
| 1943*10 ⁴ | 221*10 ³ | 142*10 ⁴ | 44,6*10 ³ | 28,5*10 ² | 14*10 ² | 2,24*10 |

Les profilés laminés de calibres inférieurs ou égales à l'IPE 200, sont généralement d'une section de classe 1.

Classe 1 : Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique. (Voir annexe 2).

$$G = [(P_{couverture} + P_{accessoires}) * e + P_{panne}]$$

$$G=61,5\text{Kg/ml}$$

Les combinaisons les plus défavorables à retenir pour les calculs (G de la panne inclus) :

Action vers le bas :

$$Q_{sd1} = 1,35G + 1,5E$$

$$Q_{sd1}=290,03\text{Kg/ml}$$

Chapitre 03 : Prés-dimensionnement des éléments secondaires

$$Q_{sd2} = 1,35G + 1,5N \quad Q_{sd2}=161\text{Kg/ml}$$

$$Q_{sdmax} = 290,03\text{kg/ml} \quad \underline{\text{Action vers le}}$$

haut:

$$Q_{zsd} = G \cos \alpha - 1,5V \quad Q_{zsd}=-354,97\text{Kg/ml}$$

$$Q_{ysd} = 1,35G \sin \alpha$$

$$Q_{ysd}=18,04\text{Kg/ml}$$

Vérification à la flexion déviée :

Pour les sections de classe 1 et 2 :

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

Pour les sections en **I** et **H** :

$$\alpha=2 ; \beta=5n \geq 1$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl;rd}}$$

Dans notre cas l'effort normal $N_{sd}=0$

Donc : $\beta=1$

Sous la combinaison

$$Q_{sd} = G \cos \alpha - 1,5V$$

$$Q_{sd} = -354,97 \text{ kg/ml}$$

$$Q_{z;sd} = Q_{sd} \cos \alpha$$

Chapitre 03 : Prés-dimensionnement des éléments secondaires

$$Q_{z;sd}=346,46\text{Kg/ml}$$

$$Q_{y;sd} = Q_{sd} \sin \alpha$$

$$Q_{y;sd}=77,13\text{Kg/ml}$$

$$M_{y;sd} = \frac{Q_{z;sd} * l^2}{8} = \frac{346,46 * 6^2}{8}$$

$$M_{y;sd}=1559,07\text{daNm}$$

$$M_{z;sd} = \frac{Q_{y;sd} * (l/2)^2}{8}$$

$$M_{z;sd}=86,77\text{daNm}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{w_{pl;y} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{221 * 10^3 * 235}{1,1}$$

$$M_{plyrd}=4721,4\text{daNm}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{W_{pl;z*} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{44,6 * 10^3 * 235}{1,1}$$

$$M_{plzrd}=952,8\text{daNm}$$

$$\left(\frac{M_{y;sd}}{M_{ply;rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \right)^\beta = \left(\frac{1559,07}{4721,4} \right)^2 + \left(\frac{86,77}{952,8} \right)^1 = 0,2 < 1$$

Condition vérifier.

Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$v_{z;sd} \leq v_{plz;rd} \leftrightarrow \frac{Q_{z;sd} * l}{2} \leq \frac{A_{vz} * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

$$v_{z;sd} = \frac{Q_{z;sd} * l}{2} = \frac{346,46 * 6}{2} = 1039,38 daN$$

$$v_{plz;rd} = \frac{A_{vz} * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{14 * 10^2 * (235/\sqrt{3})}{1,1} = 17268,02 daN$$

$$v_{z;sd} = 1039,38 daN \leq v_{plz;rd} = 17268,02 daN$$

Condition vérifier.

$$v_{y;sd} \leq v_{ply;rd} \leftrightarrow 0,625 Q_{y;sd} (l/2) \leq \frac{A_{vy} * (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$v_{y;sd} = 0,625 Q_{y;sd} (l/2) = 0,625 * 77,13 * 3 = 144,62 daN$$

$$v_{ply;rd} = \frac{A_{vy} * (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{15,4 * 10^2 * (235/\sqrt{3})}{1,1} = 18994,82 daN$$

$$v_{y;sd} = 144,62 daN \leq v_{ply;rd} = 18994,82 daN$$

Condition vérifier.

La section en **IPE 200** est vérifiée à la résistance.

Vérification au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres soumise à un moment de flexion qui survient lorsque la partie comprimée de la section droite se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale et de rotation autour du centre de cisaillement en plus de la translation verticale due aux charges appliquées.

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale
La semelle supérieure :

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

La semelle inférieure :

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

L'Eurocode 3 nous donne la formule suivante pour la vérification du déversement d'un élément comprimé et fléchi :

$$\frac{M_{y;sd}}{M_{b;rd}} + \frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \leq 1$$

Vérification de la semelle inférieure comprimée au déversement :

$$M_{y;sd} = \frac{Q_{z;sd} * l^2}{8} = \frac{354,97 * 6^2}{8} = 1597,36 daNm$$

$$M_{z;sd} = \frac{Q_{y;sd} * \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{18,04 * 3^2}{8} = 20,29 \text{ daNm}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{W_{pl;y} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{221 * 10^3 * 235}{1,1}$$

$$M_{plyrd} = 4721,4 \text{ daNm}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{W_{pl;z} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{44,6 * 10^3 * 235}{1,1}$$

$$M_{plzrd} = 952,8 \text{ daNm}$$

a) Calcul du moment critique M_{cr} :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2.1 * 10^5}{2(1+0.3)} = 80769.23 \text{ MPA.}$$

$$M_{cr} = c_1 \frac{\pi^2 * E * I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z}}$$

$$M_{cr} = 1.13 \frac{3.14^2 * 210000 * 142 * 10^4}{6000^2} \sqrt{\frac{13 * 10^9}{142 * 10^4} + \frac{6000^2 * 80769 * 6,98 * 10^4}{3.14^2 * 210000 * 142 * 10^4}}$$

$$M_{cr} = 25804974,88 \text{ N.mm} = 25,8 \text{ knm}$$

b) Calcul de l'élanement géométrique $\bar{\lambda}Lt$:

$$\lambda Lt = \sqrt{\frac{\pi^2 * E * W_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3.14^2 * 21000 * 221 * 10^3}{25804974,88}} = 133,16$$

$$\bar{\lambda}Lt = \frac{\lambda Lt}{\lambda_1} \sqrt{B\omega} = \frac{133,16}{93,9} \sqrt{1}$$

$$\bar{\lambda}Lt = 1.42.$$

Détermination de x_{LT} :

$$x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}Lt^2)^{0.5}}$$

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

$\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profilées laminées

Donc : $\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(1,42 - 0,2) + 1,42^2] = 1,64$

$$x_{LT} = \frac{1}{1,64 + (1,64^2 - 1,42^2)^{0.5}} = 0,406$$

$$M_{brd} = \frac{x_{LT} * B\omega * W_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,406 * 1 * 221 * 10^3 * 235}{1,1} = 19168736,36 Nmm$$

$$M_{brd} = 1916,87 daNm$$

$$\frac{M_{y;sd}}{M_{b;rd}} + \frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \leq 1$$

$$\frac{1597,36}{1916,87} + \frac{20,29}{952,8} = 0,85 \leq 1$$

Condition vérifier.

Chapitre 03 : Prés-dimensionnement des éléments secondaires

Le profilé choisi **IPE 200** est vérifié. Il n'y a pas de risque d'instabilité au déversement.

Le profilé **IPE 200** est vérifié à l'état limite ultime

Vérification à l'état limite de services (ELS) :

Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérés). Les différentes combinaisons de charges à l'ELS

$$Q_{sd1} = G \cos \alpha + E = 61,5 * \cos (12,55) + 138 = 198,03 \text{ Kg/ml} \rightarrow$$

$$Q_{sd2} = G \cos \alpha + N = 61,5 * \cos (12,55) + 51,98 = 112,01 \text{ Kg/ml} \downarrow$$

$$Q_{sd3} = G \cos \alpha - V = 61,5 * \cos (12,55) - 276,67 = 216,64 \text{ Kg/ml} \uparrow$$

On retient la combinaison la plus défavorable :

$$Q_{sd} = \max (Q_{sd1}, Q_{sd2}, Q_{sd3}) = 216,64 \text{ Kg/ml} \uparrow$$

$$Q_{zsd} = 216,64 \text{ Kg/ml}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} * \sin(12,55) = 216,64 * \sin(12,55)$$

$$Q_{ysd} = 47,07 \text{ Kg/ml}$$

Condition de vérification :

Pour cette vérification, on tient compte de la combinaison de charge maximale.

$$f \leq f_{adm}$$

Avec :

f : Flèche de la barre ;

f_{adm} : Flèche maximale admissible de la barre.

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200}$$

$$f_{ad}=3\text{cm}$$

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

$$f_z = \frac{5}{384} * \frac{Q_{z;sd} * l^4}{E * I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} * \frac{216,64 * 10^{-2} * 600^4}{2,1 * 10^6 * 1943} = 0,89\text{cm} < f_{ad}$$

Condition vérifier

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

$$f_y = \frac{2,05}{384} * \frac{Q_{y;sd} * (l/2)^4}{E * I_z}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} * \frac{47,07 * 10^{-2} * 300^4}{2,1 * 10^6 * 142}$$

$$f_y = 0,068 \text{ cm}$$

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

$$f_{ad} = 1,5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} * \frac{47,07 * 10^{-2} * 300^4}{2,1 * 10^6 * 142} = 0,068 \text{ cm} < f_{ad} = 1,5 \text{ cm}$$

Condition vérifier.

Le profilé en **IPE 200** est vérifié à l'état limite de service.

Conclusion :

Le profilé en **IPE 200** est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme panne de toiture.

Chapitre 03 : Prés-dimensionnement des éléments secondaires

Calcul des liernes :

La réaction au niveaux de la lierne :

$$Q_{sd} = -354,94 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} * \sin 12,55 = 354,94 * \sin 12,55$$

$$Q_{ysd} = 77,13 \text{ daN/ml}$$

$$R_y = 1,25 Q_{y,sd} * l_z = 1,25 * 77,13 * 3$$

$$R_y = 289,24 \text{ daN}$$

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

$$T_1 = \frac{R_y}{2} = \frac{289,24}{2}$$

$$T_1 = 144,62 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L_2 :

$$T_2 = R_y + T_1 = 289,24 + 144,62$$

$$T_2 = 433,86 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L_3 :

$$T_3 = R_y + T_2 = 289,24 + 433,86$$

$$T_3 = 723,1 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L_4 :

$$T_4 = R_y + T_3 = 289,24 + 723,1$$

Chapitre 03 : Prés-dimensionnement des éléments secondaires

$$T_4 = 1012,34 \text{ daN}$$

Effort dans la diagonale L_5 :

$$T_5 = \frac{T_4}{2 \sin \theta}$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{e}{l/2} = \tan^{-1} \frac{2,3}{3} = 37,48^\circ$$

$$T_5 = \frac{T_4}{2 \sin \theta} = \frac{1012,34}{2 \sin 37,48}$$

$$T_5 = 831,85 \text{ daN}$$

Déterminer le diamètre des liernes Traction

simple :

$$N_{sd} \leq N_{t;rd} \text{ Le}$$

tronçon le plus sollicité est le L_4 donc :

$$T_4 = N_{sd} = 1012,34 \text{ daN}$$

$$N_{t;rd} = N_{pl;rd} = A * f_y * \gamma_{M0} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} * \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1012,34 * 1,1}{2350} = 0,47 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,47 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \theta^2}{4} \rightarrow \theta = \sqrt{\frac{A * 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{0,47 * 4}{\pi}} = 0,77 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratique et pour plus de sécurité, on opte pour un diamètre de $\varnothing = 10 \text{ mm}$

3. Dimensionnement des lisses de bardage :

Les lisses constituées des poutrelles (IPE ,UAP) ou des profilés minces formés à froid, disposées horizontalement, elles sont portées soit par des poteaux de portiques ou éventuellement par des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

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).

Vérification de la lisse de long-pan :

Pour le niveau **RDC** :

Les données :

Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée $L=6m$.

Chapitre 03 : Prés-dimensionnement des éléments secondaires

L'entre axe des lisses $e = 1,67\text{m}$

Calcul des efforts pondérés agissant sur la lisse :

Charges permanentes :

- ✓ Poids propre de la lisse (**IPE 180**) : $18,8\text{kg/ml}$
- ✓ Isolant thermique : 5kg/m^2
- ✓ Accessoire de pose : 5kg/m^2
- ✓ Poids de bardage : 12kg/m^2

$$G = (12 + 5 + 5) * 1,67 + 18,8$$

$$G = 55,5\text{daN/ml}$$

Surcharge climatique due au vent :

$$V = 91,71 * 1,67$$

$$V = 153,14\text{daN/ml}$$

Caractéristique de l'**IPE180** :

| G | H | B | t_w | t_f | r | d |
|--------|------|------|-------|-------|------|------|
| (Kg/m) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) |
| 18,8 | 180 | 91 | 5,3 | 8 | 9 | 146 |

Chapitre 03 : Prés-dimensionnement des éléments secondaires

| I_y (mm ⁴) | W_{ply} (mm ³) | I_z (mm ⁴) | W_{plz} (mm ³) | A (mm ²) | A_{vz} (mm ²) | i_z (mm) |
|-----------------------------|---------------------------------|-----------------------------|---------------------------------|---------------------------|--------------------------------|---------------|
| 1317*10 ⁴ | 166*10 ³ | 101*10 ⁴ | 34,6*10 ³ | 23,9*10 ² | 11,3*10 ² | 2,05*10 |

Combinaison la plus défavorable :

$$Q_{z,sd} = 1,5V$$

$$Q_{zsd}=229,71\text{daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = 1,35G$$

$$Q_{ysd}=74,93\text{daN/ml}$$

Condition de la résistance(ELU) :

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

- ✓ Vérification a la flexion bi-axiale. ✓ Vérification au cisaillement.
- ✓ Vérification au déversement

Vérification à la flexion bi-axiale :

Pour ces vérifications on utilise l'Eurocode 3 p 163.

Chapitre 03 : Prés-dimensionnement des éléments secondaires

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

Poutre sur deux appuis :

$$M_{y;sd} = \frac{Q_{z;sd} * l^2}{8}$$

$$M_{ysd}=1033,7\text{daNm}$$

Poutre sur trois appuis

$$M_{z;sd} = \frac{Q_{y;sd} * (l/2)^2}{8}$$

$$M_{zsd}=84,29\text{daNm}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{w_{pl;y} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{166 * 10^{-2} * 2350}{1,1}$$

$$M_{plyrd}=3546,36\text{daNm}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{W_{pl;z*} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{34,6 * 10^{-2} * 2350}{1,1}$$

$$M_{plzrd}=739,18\text{daNm}$$

$$\left(\frac{M_{y;sd}}{M_{ply;rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \right)^\beta = \left(\frac{1033,7}{3546,36} \right)^2 + \left(\frac{84,29}{739,18} \right)^1 = 0,19 < 1$$

Condition vérifier.

Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$v_{z;sd} \leq v_{plz;rd} \leftrightarrow \frac{Q_{z;sd} * l}{2} \leq \frac{A_{vz} * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

$$v_{z;sd} = \frac{Q_{z;sd} * l}{2} = \frac{229,71 * 6}{2} = 689,13daN$$

$$v_{plz;rd} = \frac{A_{vz} * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{11,3 * (2350/\sqrt{3})}{1,1} = 13937,76daN$$

$$v_{z;sd} = 689,13daN \leq v_{plz;rd} = 13937,76daN$$

Condition vérifier.

$$v_{y;sd} \leq v_{ply;rd} \leftrightarrow 0,625Q_{y;sd}(l/2) \leq \frac{A_{vy} * (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$v_{y;sd} = 0,625Q_{y;sd}(l/2) = 0,625 * 74,93 * 3 = 140,5daN$$

$$v_{ply;rd} = \frac{A_{vy} * (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{15,3 * (2350/\sqrt{3})}{1,1} = 18871,48daN$$

$$v_{y;sd} = 140,5daN \leq v_{ply;rd} = 18871,48daN$$

Condition vérifier.

La section en **IPE 180** est vérifiée à la résistance.

Vérification au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres soumise à un moment de flexion qui survient lorsque la partie comprimée de la section droite se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale et de rotation autour du centre de cisaillement en plus de la translation verticale due aux charges appliquées.

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale
La semelle supérieure :

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

La semelle inférieure :

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

L'Eurocode 3 nous donne la formule suivante pour la vérification du déversement d'un élément comprimé et fléchi :

$$\frac{M_{y;sd}}{M_{b;rd}} + \frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \leq 1$$

Vérification de la semelle inférieure comprimée au déversement :

$$M_{y;sd} = \frac{Q_{z;sd} * l^2}{8}$$

Chapitre 03 : Prés-dimensionnement des éléments secondaires

$$M_{ysd}=1033,7\text{daNm}$$

Poutre sur trois appuis

$$M_{z;sd} = \frac{Q_{y;sd} * (l/2)^2}{8}$$

$$M_{zsd}=84,29\text{daNm}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{w_{pl;y} * f_y}{\gamma_{M0}}$$
$$M_{ply;rd} = \frac{166 * 10^{-2} * 2350}{1,1}$$

$$M_{plyrd}=3546,36\text{daNm}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{W_{pl;z*} * f_y}{\gamma_{M0}}$$
$$M_{plz;rd} = \frac{34,6 * 10^{-2} * 2350}{1,1}$$

$$M_{plzrd}=739,18\text{daNm}$$

a) Calcul du moment critique M_{cr} :

$$M_{cr} = c_1 \frac{\pi^2 * E * Iz}{L^2} \sqrt{\frac{Iw}{Iz} + \frac{L^2 * G * It}{\pi^2 * E * Iz}}$$
$$M_{cr} = 1.13 \frac{3.14^2 * 21000 * 101}{600^2} \sqrt{\frac{7,43}{101} + \frac{600^2 * 8000 * 4,79}{3.14^2 * 21000 * 101}}$$

$$M_{cr}= 1687,42\text{KNcm}$$

b) Calcul de l'élanement géométrique $\bar{\lambda}Lt$:

$$\bar{\lambda}Lt = \sqrt{\frac{166 \cdot 23,5}{1687,42}} = 1,52$$

Détermination de x_{LT} du tableau :

$$x_{LT} = 0,3641$$

$$M_{b;rd} = 0,3641 \cdot 3554,91 = 1294,34 \text{ daNm}$$

$$\frac{M_{y;sd}}{M_{b;rd}} + \frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \leq 1$$

$$\frac{1033,7}{1294,34} + \frac{84,29}{739,18} = 0,91 \leq 1$$

Condition vérifier.

Le profilé choisi **IPE 180** est vérifié. Il n'y a pas de risque d'instabilité au déversement.

Le profilé **IPE 180** est vérifié à l'état limite ultime

Vérification à l'état limite de services (ELS) :

Vérification de la flèche :

Pour cette vérification, on tient compte de la combinaison de charge maximale.

Chapitre 03 : Prés-dimensionnement des éléments secondaires

$$f \leq f_{adm}$$

Avec :

f : Flèche de la barre ;

f_{adm} : Flèche maximale admissible de la barre.

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200}$$

$$f_{ad}=3\text{cm}$$

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

$$f_z = \frac{5}{384} * \frac{V * l^4}{E * I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} * \frac{169,66 * 10^{-2} * 600^4}{2,1 * 10^6 * 5790} = 0,235\text{cm} < f_{ad}$$

Condition vérifier

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

$$f_y = \frac{2,05}{384} * \frac{G * (l/2)^4}{E * I_z}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} * \frac{59,5 * 10^{-2} * 300^4}{2,1 * 10^6 * 420}$$

$$f_y=0,029\text{cm}$$

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

$$f_{ad}=1,5\text{cm}$$

$$f_y = 0,029cm < f_{ad} = 1,5cm \text{ Condition}$$

vérifier.

Le profilé en **IPE 180** est vérifié à l'état limite de service.

Conclusion :

Le profilé en **IPE 180** est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme lisse de bardage.

Calcul des liernes pour les lisses de bardage :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction, elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières, leurs rôles principaux sont d'éviter la déformation latérale des lisses.

La réaction au niveaux de la lierne :

$$Q_{y;sd} = 1,35G$$

$$Q_{ysd} = 74,93 \text{ daN/ml}$$

$$R_y = 1,25 Q_{y,sd} * l_z = 1,25 * 74,93 * 3$$

$$R_y = 280,99 \text{ daN}$$

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

$$T_1 = \frac{R_y}{2} = \frac{280,99}{2}$$

$$T_1 = 140,49 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L_2 :

Chapitre 03 : Prés-dimensionnement des éléments secondaires

$$T_2 = R_y + T_1 = 280,99 + 140,49$$

$$T_2 = 421,48 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L_3 :

$$T_3 = R_y + T_2 = 280,99 + 421,48$$

$$T_3 = 702,47 \text{ daN}$$

Effort dans la diagonale L_4 :

$$T_4 = \frac{T_3}{2 \sin \theta}$$
$$\theta = \tan^{-1} \frac{e}{l/2} = \tan^{-1} \frac{1,67}{3} = 29,10^\circ$$

$$T_4 = \frac{T_3}{2 \sin \theta} = \frac{702,47}{2 \sin 29,10}$$

$$T_4 = 722,20 \text{ daN}$$

Déterminer le diamètre des liernes Traction simple :

$$N_{sd} \leq N_{t;rd} \text{ Le}$$

tronçon le plus sollicité est le L_4 donc :

$$T_4 = N_{sd} = 722,20 \text{ daN}$$

$$N_{t;rd} = N_{pl;rd} = A * f_y * \gamma_{M0} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} * \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{722,22 * 1,1}{2350} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,33 \text{ cm}^2$$

Chapitre 03 : Prés-dimensionnement des éléments secondaires

$$A = \frac{\pi\theta^2}{4} \rightarrow \theta = \sqrt{\frac{A * 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{0,33 * 4}{\pi}} = 0,64cm$$

Pour des raisons pratique et pour plus de sécurité, on opte pour un diamètre de $\varnothing = 10 \text{ mm}$

Vérification de la lisse de long-pan :

Pour le niveau **1 et 2** :

Les données :

Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée $L=6m$.

L'entre axe des lisses $e= 2m$

Calcul des efforts pondérées agissant sur la lisse :

Charges permanentes :

- ✓ Poids propre de la lisse (**IPE 180**) : $18,8 \text{ kg/ml}$
- ✓ Isolant thermique : 5 kg/m^2
- ✓ Accessoire de pose : 5 kg/m^2
- ✓ Poids de bardage : 12 kg/m^2

$$G = (12 + 5 + 5) * 2 + 18,8$$

$$G=62,8 \text{ daN/ml}$$

Chapitre 03 : Prés-dimensionnement des éléments secondaires

Surcharge climatique due au vent :

$$V = 91,71 * 2$$

$$V=183,42\text{daN/ml}$$

Caractéristique de l'IPE180 :

| | | | | | | |
|----------------------|---------------------|---------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------|
| G | H | B | tw | tf | r | d |
| (Kg/m) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) |
| 18,8 | 180 | 91 | 5,3 | 8 | 9 | 146 |
| I _y | W _{ply} | I _z | W _{plz} | A | A _{vz} | i _z |
| (mm ⁴) | (mm ³) | (mm ⁴) | (mm ³) | (mm ²) | (mm ²) | (mm) |
| 1317*10 ⁴ | 166*10 ³ | 101*10 ⁴ | 34,6*10 ³ | 23,9*10 ² | 11,3*10 ² | 2,05*10 |

Combinaison la plus défavorable :

$$Q_{z;sd} = 1,5V$$

$$Q_{zsd}=275,13\text{daN/ml}$$

$$Q_{y;sd} = 1,35G$$

Chapitre 03 : Prés-dimensionnement des éléments secondaires

$$Q_{ysd}=84,78\text{daN/ml}$$

Condition de la résistance(ELU) :

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

- ✓ Vérification à la flexion bi-axiale. ✓ Vérification au cisaillement.
- ✓ Vérification au déversement

Vérification à la flexion bi-axiale :

Pour ces vérifications on utilise l'Eurocode 3 p 163.

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

Poutre sur deux appuis :

$$M_{y;sd} = \frac{Q_{z;sd} * l^2}{8}$$

$$M_{ysd}=1238,1\text{daNm}$$

Poutre sur trois appuis

$$M_{z;sd} = \frac{Q_{y;sd} * (l/2)^2}{8}$$

$$M_{zsd}=95,38\text{daNm}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{w_{pl;y} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{166 * 10^{-2} * 2350}{1,1}$$

$$M_{plyrd}=3546,36daNm$$

$$M_{plz;rd} = \frac{W_{pl;z*} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{34,6 * 10^{-2} * 2350}{1,1}$$

$$M_{plzrd}=739,18daNm$$

$$\left(\frac{M_{y;sd}}{M_{ply;rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \right)^\beta = \left(\frac{1238,1}{3546,36} \right)^2 + \left(\frac{95,38}{739,18} \right)^1 = 0,25 < 1$$

Condition vérifier.

Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$v_{z;sd} \leq v_{plz;rd} \leftrightarrow \frac{Q_{z;sd} * l}{2} \leq \frac{A_{vz} * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$v_{z;sd} = \frac{Q_{z;sd} * l}{2} = \frac{275,13 * 6}{2} = 825,39daN$$

$$v_{plz;rd} = \frac{A_{vz} * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{11,3 * (2350/\sqrt{3})}{1,1} = 13937,76daN$$

$$v_{z;sd} = 825,39daN \leq v_{plz;rd} = 13937,76daN$$

Condition vérifier.

$$v_{y;sd} \leq v_{ply;rd} \leftrightarrow 0,625Q_{y;sd}(l/2) \leq \frac{A_{vy} * (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$v_{y;sd} = 0,625Q_{y;sd}(l/2) = 0,625 * 84,78 * 3 = 158,96daN$$

$$v_{ply;rd} = \frac{A_{vy} * (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{15,3 * (2350/\sqrt{3})}{1,1} = 18871,48daN$$

$$v_{y;sd} = 158,96daN \leq v_{ply;rd} = 18871,48daN$$

Condition vérifier.

La section en **IPE 180** est vérifiée à la résistance.

Vérification au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres soumise à un moment de flexion qui survient lorsque la partie comprimée de la section droite se dérobe latéralement, entraînant la section dans un mouvement de translation horizontale et de rotation autour du centre de cisaillement en plus de la translation verticale due aux charges appliquées.

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

La semelle supérieure :

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

Chapitre 03 : Prés-dimensionnement des éléments secondaires

La semelle inférieure :

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

L'Eurocode 3 nous donne la formule suivante pour la vérification du déversement d'un élément comprimé et fléchi :

$$\frac{M_{y;sd}}{M_{b;rd}} + \frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \leq 1$$

Vérification de la semelle inférieure comprimée au déversement :

Poutre sur deux appuis :

$$M_{y;sd} = \frac{Q_{z;sd} * l^2}{8}$$

$$M_{y;sd} = 1238,1 \text{ daNm}$$

Poutre sur trois appuis

$$M_{z;sd} = \frac{Q_{y;sd} * (l/2)^2}{8}$$

$$M_{z;sd} = 95,38 \text{ daNm}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{w_{pl;y} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{166 * 10^{-2} * 2350}{1,1}$$

$$M_{plyrd}=3546,36daNm$$

$$M_{plz;rd} = \frac{W_{pl;z} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{34,6 * 10^{-2} * 2350}{1,1}$$

$$M_{plzrd}=739,18daNm$$

a) Calcul du moment critique M_{cr} :

$$M_{cr} = c_1 \frac{\pi^2 * E * I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 * G * I_t}{\pi^2 * E * I_z}}$$

$$M_{cr} = 1.13 \frac{3.14^2 * 21000 * 101}{600^2} \sqrt{\frac{7,43}{101} + \frac{600^2 * 8000 * 4,79}{3.14^2 * 21000 * 101}}$$

$$M_{cr} = 1687,42KNcm$$

b) Calcul de l'élancement géométrique $\bar{\lambda}Lt$:

$$\bar{\lambda}Lt = \sqrt{\frac{166 \cdot 23,5}{1687,42}} = 1,52$$

Détermination de x_{LT} du tableau :

$$x_{LT} = 0,3641$$

$$M_{b;rd} = 0,3641 \cdot 3554,91 = 1294,34 \text{ daNm}$$

$$\frac{M_{y;sd}}{M_{b;rd}} + \frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \leq 1$$

$$\frac{1238,1}{1294,34} + \frac{95,38}{739,18} = 1 \leq 1$$

Condition vérifier.

Le profilé choisi **IPE 180** est vérifié. Il n'y a pas de risque d'instabilité au déversement.

Le profilé **IPE 180** est vérifié à l'état limite ultime

Vérification à l'état limite de services (ELS) :

Vérification de la flèche :

Pour cette vérification, on tient compte de la combinaison de charge maximale.

$$f \leq f_{adm}$$

Avec :

f : Flèche de la barre ;

Chapitre 03 : Prés-dimensionnement des éléments secondaires

f_{adm} : Flèche maximale admissible de la barre.

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200}$$

$$f_{ad}=3\text{cm}$$

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

$$f_z = \frac{5}{384} * \frac{V * l^4}{E * I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} * \frac{169,66 * 10^{-2} * 600^4}{2,1 * 10^6 * 5790} = 0,235\text{cm} < f_{ad}$$

Condition vérifier

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

$$f_y = \frac{2,05}{384} * \frac{G * (l/2)^4}{E * I_z}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} * \frac{59,5 * 10^{-2} * 300^4}{2,1 * 10^6 * 420}$$

$$f_y=0,029\text{cm}$$

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

$$f_{ad}=1,5\text{cm}$$

$$f_y = 0,029\text{cm} < f_{ad} = 1,5\text{cm}$$

Condition vérifier.

Le profilé en **IPE 180** est vérifié à l'état limite de service.

Conclusion :

Le profilé en **IPE 180** est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme lisse de bardage.

Calcul des liernes pour les lisses de bardage :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction, elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières, leurs rôles principaux sont d'éviter la déformation latérale des lisses.

La réaction au niveaux de la lierne :

$$Q_{y,sd} = 1,35G$$

$$Q_{ysd} = 84,78 \text{ daN/ml}$$

$$R_y = 1,25 Q_{y,sd} * l_z = 1,25 * 84,78 * 3$$

$$R_y = 317,93 \text{ daN}$$

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

$$T_1 = \frac{R_y}{2} = \frac{317,93}{2}$$

$$T_1 = 158,97 \text{ daN}$$

Effort dans le tronçon L_2 :

$$T_2 = R_y + T_1 = 317,93 + 158,97$$

Chapitre 03 : Prés-dimensionnement des éléments secondaires

$$T_2=476,9\text{daN}$$

Effort dans la diagonale L_3 :

$$T_3 = \frac{T_2}{2 \sin \theta}$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{e}{l/2} = \tan^{-1} \frac{2}{3} = 33,69^\circ$$

$$T_4 = \frac{T_3}{2 \sin \theta} = \frac{476,9}{2 \sin 33,69}$$

$$T_4=429,87\text{daN}$$

Déterminer le diamètre des liernes Traction

simple :

$$N_{sd} \leq N_{t;rd} \text{ Le}$$

tronçon le plus sollicité est le L_4 donc :

$$T_2=N_{sd}=476,9\text{daN}$$

$$N_{t;rd} = N_{pl;rd} = A * f_y * \gamma_{M0} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} * \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{476,9 * 1,1}{2350} = 0,22\text{cm}^2$$

$$A=0,22\text{cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \theta^2}{4} \rightarrow \theta = \sqrt{\frac{A * 4}{\pi}} = \sqrt{\frac{0,22 * 4}{\pi}} = 0,53\text{cm}$$

Pour des raisons pratique et pour plus de sécurité, on opte pour un diamètre de $\varnothing = 10 \text{ mm}$

Chapitre 04 :

1. Introduction :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, les degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

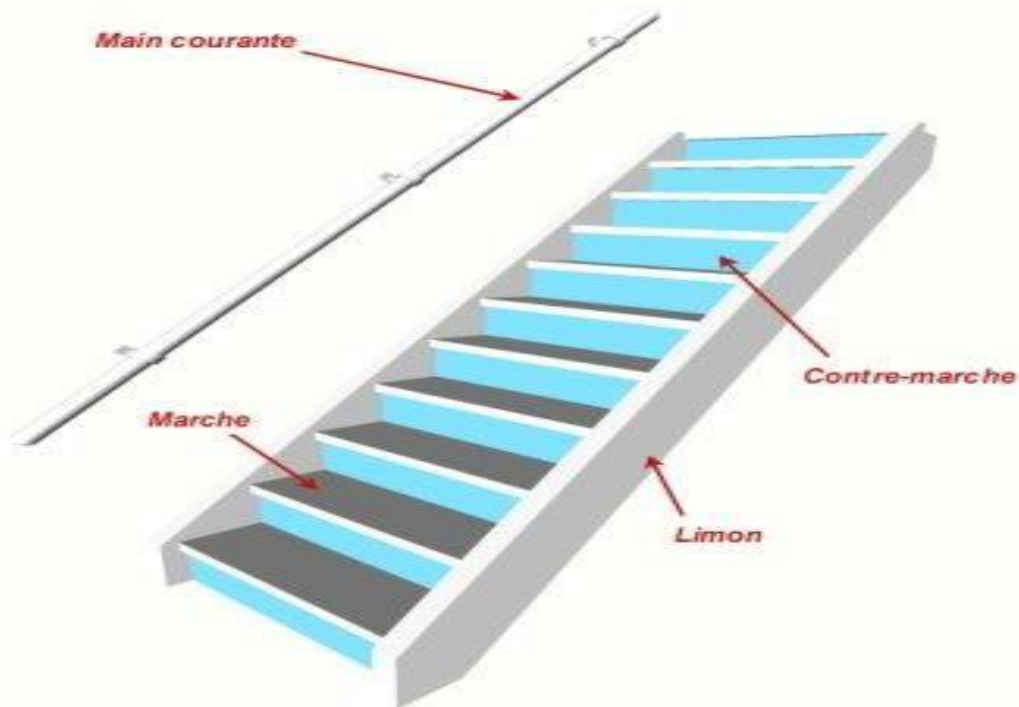


Figure 4. 1 : vue d'un escalier.

2. Prés-dimensionnement des marches :

Pour le dimensionnement des marches on utilise la formule de blondel. h : hauteur entre deux marche (contre marche).

Elle varie entre $16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$ On prend $h=17\text{cm}$

H : hauteur à franchir le confort avec une volée

Chapitre 04 : Calcul des éléments secondaires

On a la hauteur d'étage $H = 4 \text{ m}$ alors on prend $H = 2 \text{ m}$

: nombre de contre marche

$$n = \frac{H}{h} = \frac{2}{0.17} = 11.76 \dots\dots\dots n = 12 \text{ contre}$$

marche. n' : nombre de marche $n' = n - 1 = 12 - 1$
 $= 11$ marches

Le confort de l'escalier est assuré par la condition suivante :

$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm}$$

: largeur de la marche (giron)

$$26\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm} \dots\dots\dots \text{On prend } g = 29\text{cm}$$

$$60\text{cm} \leq 29 + (2 \times 17) \leq 64\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

La longueur de la ligne de foulée : $L = g \times$

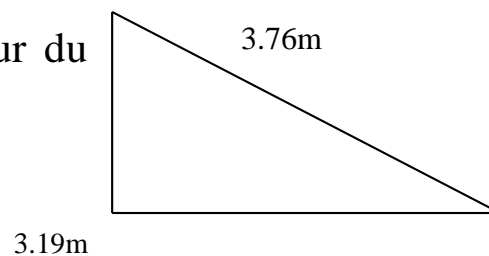
$$(n-1) = 29 \times (12-1) = 319\text{cm}$$

Inclinaison du limon :

$$\tan \alpha = \frac{2}{3.19} = 35.65^\circ \text{ la longueur du}$$

limon : 2 m

$$L^{\text{lim}} = \frac{2}{\sin 35.65} = 3.76\text{m}$$



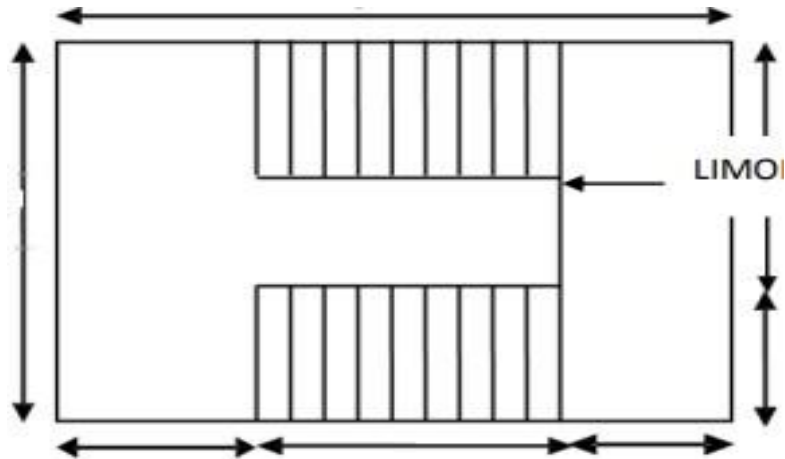


Figure 4. 2 : Disposition et dimension des éléments des escalier .

3. Dimensionnement de l'élément porteur :

La longueur de la marche : 1.20m

La largeur de la marche : 0.29m



Figure 4. 3 : Disposition des cornières .

Evaluation des charges et surcharges :

- charge permanent :

-Support de marche 8dan/m

-tôle d'épaisseur 5mm40dan/m²

-Mortier de pose40dan/m²

-Revêtement en carrelage40dan/m²

$$\text{Charge totale : } G = (40+40+40) \times 0.29 + 8 = 42.8 \text{ dan/m}$$

- charge d'exploitation :

$$Q = 300 \times 0.29 = 87 \text{ dan/m}$$

4. prés-dimensionnement des supports de marche :

□ condition de flèche :

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

Pour une poutre bi articuler $f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI}$ et $f_{\text{adm}} = \frac{l}{300}$

Combinaison à l'ELS : $q = G + Q$

$$= 42.8 + 87 = 129.8 \text{ dan/m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 300}{384 \times E} = \frac{5 \times 129.8 \times 10^{-2} \times (120)^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 4.17 \text{ cm}^4$$

Chapitre 04 : Calcul des éléments secondaires

On opte la cornier : L 40 × 40 × 5

Vérification à l'ELU :

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35(42.8) + 1.5(87) = 188.28 \text{ dan/m}$$

Vérification de la résistance :

$$M_{ysd} \leq M_{pl,rd}$$

$$M_{ysd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{188.28 \times (1.20)^2}{8} = 33.89 \text{ dan/m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1.91 \times 23.5}{1.1} = 40.8 \text{ dan/m}$$

Vérification au cisaillement :

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

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{188.28 \times 1.2}{2} = 112.96 \text{ dan}$$

$$V_{pl} = \frac{A \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{379 \times (23.5 / \sqrt{3})}{1.1} = 4674.7 \text{ dan}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \dots\dots\dots \text{verifier}$$

$V_{sd} = 112.96 \leq 0.5 V_{pl} = 0.5 \times 4674.7 = 2337.3 \text{ dan} \dots\dots$ pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

Vérification à l'ELS :

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

$$f_{max} = \frac{5 \times (129.8 \times 10^{-2}) \times 120^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 5.43} = 0.3 \text{ cm}$$

Chapitre 04 : Calcul des éléments secondaires

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{120}{300} = 0.4 \text{ cm} \geq f_{max} = 0.3 \text{ cm} \dots \text{vérifier}$$

la cornière (40×40×5) convient comme support de marche.

5. prés-dimensionnement des limons :

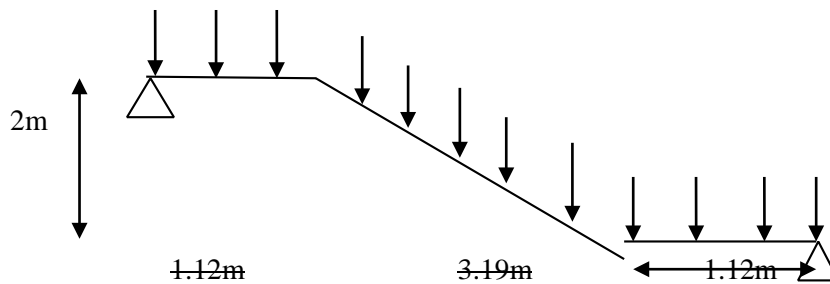


Figure 4. 4 : charge appliquer sur le limon.

Evaluation des charges :

Volée :

-cornière (40×40×5).....2.97dan/m

-tôle (e=5mm).....40dan/m²

-Mortier de pose40dan/m²

-Revêtement carrelage.....40dan/m²

-garde-corps.....100dan/m

$$G_t = (40+40+40) \times 1.2 + 100 + 2.97 = 246.97 \text{ dan/m}$$

$$\text{Charge totale pour 1 limon : } G = \frac{G_t}{2} = \frac{246.97}{2} = 123.48 \text{ dan/m} \quad \text{Charge}$$

$$\text{d'exploitation : } Q = 300 \times 1.2 = 360 \text{ dan/m}$$

Chapitre 04 : Calcul des éléments secondaires

$$\text{Pour 1 limon : } Q = \frac{Q}{2} = \frac{360}{2} = 180 \text{ dan/m}$$

Palier :

Charge permanent :

- Dalle en béton (16cm).....314.4dan/m²
- Tôle (HIBON).....12dan/m²
- Mortier de pose.....40dan/m²
- Revêtement en carrelage.....40dan/m²

Charge pour un seul limon :

$$G = (314.4 + (12 + 40 + 40) \times 1.2) / 2$$

$$G = 212.4 \text{ dan/m}$$

Charge d'exploitation pour un seul limon :

$$Q = \frac{Q}{2} = \frac{360}{2} = 180 \text{ dan/m}$$

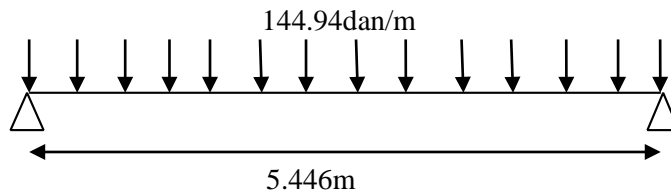
Calcul de la charge équivalente :

On va calculer une charge équivalente (moyenne).

Charge permanente :

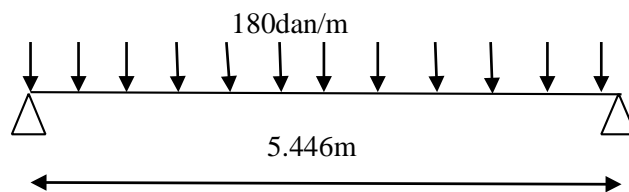
Chapitre 04 : Calcul des éléments secondaires

$$G_{eq} = \frac{212.4 \times (1.12 + 1.12) + 123.48 \times 3.19}{6} = 144.94 \text{ dan/m}$$



Charge d'exploitation :

$$Q_{eq} = 300 \times 1.20 / 2 = 180 \text{ dan/m}$$



Condition de flèche :

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

$$\text{Pour une poutre bi articuler } f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$\text{Combinaison a l'ELS : } q = G + Q$$

$$= 144.94 + 180 = 324.94 \text{ dan/m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 300}{384 \times E} = \frac{5 \times 324.94 \times 10^{-2} \times 544^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 972.94 \text{ cm}^4$$

on opte pour un **UPN180** avec $I_y = 1350 \text{ cm}^4$

Chapitre 04 : Calcul des éléments secondaires

Vérification à l'ELU :

Vérification au cisaillement :

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

Combinaison de charge : $q = 1.35G + 1.5Q =$

$$1.35(144.94) + 1.5(180) = 465.66 \text{ dan}$$

$$V_{sd} = \frac{465.66 \times 3.19}{2} = 742.72 \text{ dan}$$

$$V_{plrd} = \frac{A \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{15.1 \times (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 18624.7 \text{ dan}$$

$$V_{sd} \leq V_{plrd} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Vérification de la résistance :

$$M_{ysd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{465.66 \times 3.19^2}{8} = 592.32 \text{ dan.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1790 \times 2350 \times 10^{-2}}{8} = 3824.09 \text{ dan.m}$$

$$M_{ysd} \leq M_{pl,rd} \dots \dots \dots \text{verifier}$$

UPN180 convient pour Limon

6. Etude de la partie paliers des Limon:

6.1. Prés-dimensionnement de la poutre palière :

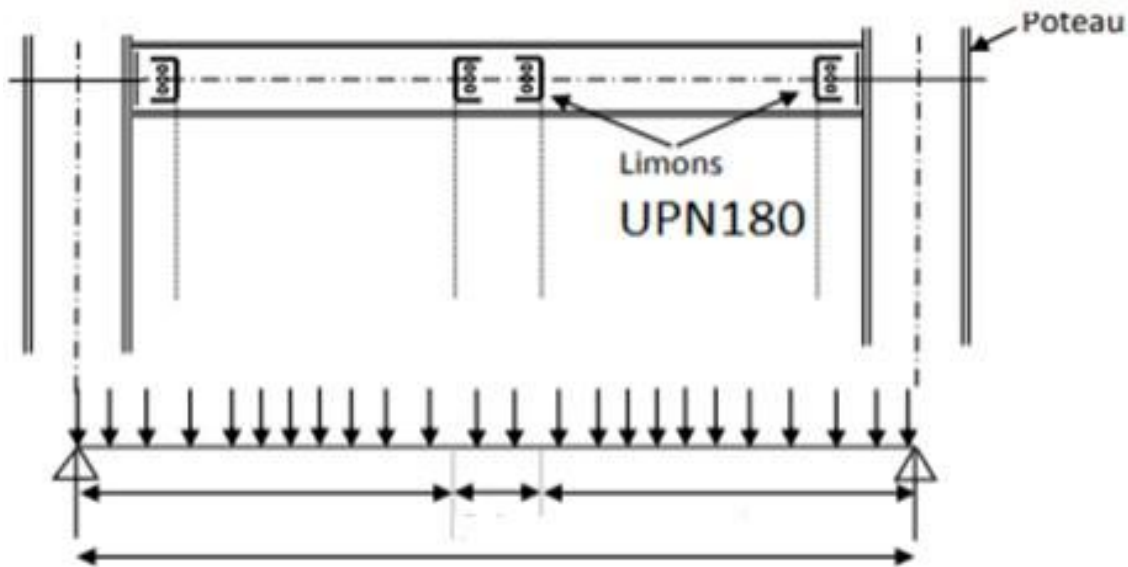


Figure 4. 5 : Les charges sur la poutre d'appuis des limons .

Evaluation des charges :

Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière

Combinaison à l'ELU :

$$R = (1.35G_{eq} + 1.5Q_{eq}) \times \frac{L}{2} = 1.35 (144.94) + 1.5(180) \times 5.446/2$$

$$R = 1268.01 \text{ dan}$$

Combinaison à l'ELS :

Chapitre 04 : Calcul des éléments secondaires

$$R = (G_{eq} + Q_{eq}) \times \frac{L}{2} = (144.94 + 180) \times 2.72 = 883.83 \text{ dan}$$

Charge du mur extérieur :

$$G_{mur} = 276 \times 2 = 552 \text{ dan/m}$$

Charge équivalente :

ELS :

$$\frac{4 \times R}{3.19} + G_{mur} = \frac{4 \times 883.83}{3.19} + 552 = 1660.25 \text{ dan/ml}$$

ELU :

$$\frac{4 \times R}{3.19} + 1.35 G_{mur} = \frac{4 \times 1268.01}{3.19} + 1.35 \times 552 = 2335.18 \text{ dan/ml}$$

6.2. Prés-dimensionnement de la poutre d'appuis :

Pour une poutre bi articuler $f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI}$ et $f_{adm} = \frac{l}{300}$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3 \times 300}{384 \times E} = \frac{5 \times 2335.18 \times 10^{-2} \times 250^3 \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 678.68 \text{ cm}^4$$

On prend un IPE180..... $I_y = 1317 \text{ cm}^4$

Vérification à l'ELU :

Vérification de la résistance :

$$M_{ysd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{2335.18 \times 2.5^2}{8} = 1824.35 \text{ dan.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166 \times 10^{-2} \times 2350}{1.1} = 3546.36 \text{ dan.m}$$

Chapitre 04 : Calcul des éléments secondaires

$M_{plrd} \geq M_{ysd}$Vérifier **Vérification**
au cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{2335.18 \times 2.5}{2} = 2918.97 \text{ dan}$$

$$V_{plrd} = \frac{A \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{11.3 \times (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 13937.76 \text{ dan}$$

$V_{sd} \leq V_{plrd}$vérifié

L IPE180 convient pour la poutre d'appuis.

Chapitre 05 :

1. Introduction :

Après avoir effectué notre choix sur la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, poutres secondaire, solives) on redimensionne chaque élément à partir de la condition suivante qui sont la flèche pour déterminer le type de profiler adéquat et la vérification de la résistance.

2. Prés-dimensionnement des éléments :

2.1. Les solives :

Les solives sont des poutrelles en acier (IPE) qui travaille a la flexion simple leur écartement et déterminer par la relation suivante :

$0.7m \leq l \leq 1.5m$. Dans notre cas on opte pour un écartement de 1.1m

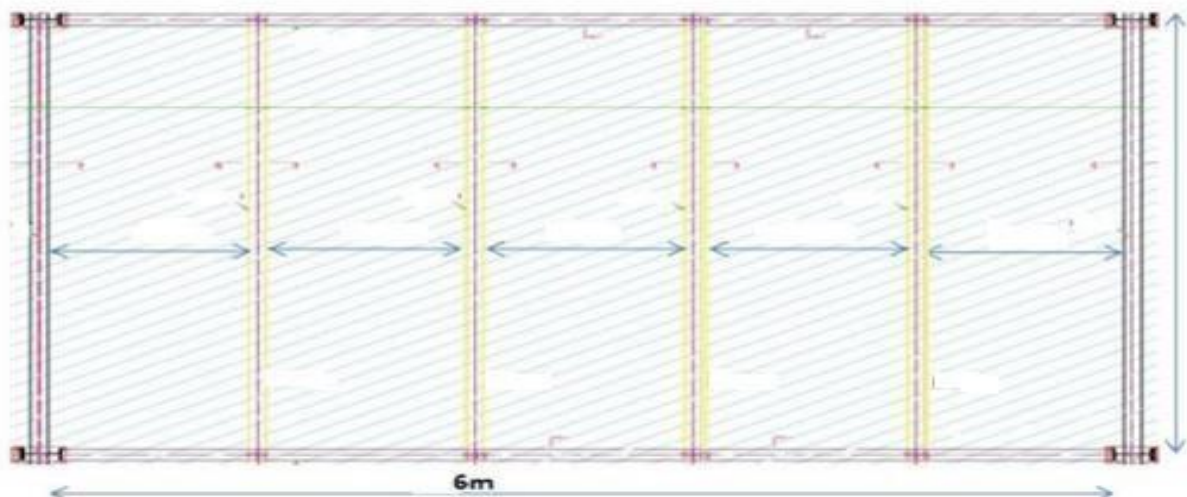


Figure 5. 1 : Disposition des solives .

Evaluation des charges :

- Cloison de séparation90dan/m²
- Revêtement en carrelage.....40dan/m²
- Mortier de pose.....40dan/m²
- Poids de la dalle.....314.4dan/m²
- Isolation thermique.....16dan/m²
- Poids de la tôle12dan/m²

Charge permanant : $G= 512.4\text{dan/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q= 300\text{dan/m}^2$

Combinaison de charge :

ELU :

$$\begin{aligned}q &= (1.35G + 1.5Q) \times 1.1 = (1.35 (512.4) + 1.5(300)) \times 1.1 \\ &= 1255.91\text{dan/m}\end{aligned}$$

ELS :

$$q = (G + Q) \times 1.1 = (512.4 + 300) \times 1.1 = 893.64\text{dan/m}$$

Condition de flèche :

Chapitre 05 : Prés-dimensionnement des éléments porteurs

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$F_{\max} \leq F_{\text{adm}}$$

$$F_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} \qquad F_{\text{adm}} = \frac{l}{200}$$

$$\text{Alors } I_y \geq \frac{5ql^3 \times 200}{384E} = \frac{5 \times 8.937 \times 600^3 \times 200}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 2393.8 \text{ cm}^4$$

On prend un IPE220..... $I_y = 2772 \text{ cm}^4$

Vérification de la flèche :

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

$$F_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 8.937 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2772} = 2.59 \text{ cm}$$

$F_{\max} \leq F_{\text{adm}}$ Verifier.

Vérification à l'effort de cisaillement:

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

$$V_{\text{sd}} = \frac{ql}{2} = \frac{1255.9 \times 6}{2} = 3767.7 \text{ dan}$$

$$V_{\text{pl,rd}} = \frac{A_{\text{vz}} \times (2350/\sqrt{3})}{\gamma_{\text{m0}}} = \frac{15.9 \times (2350/\sqrt{3})}{1.1} = 19611.53 \text{ dan}$$

$V_{\text{sd}} = 3767.7 \text{ dan} \leq V_{\text{plrd}} = 19611.53 \text{ dan}$ vérifier

Vérification de la résistance (Moment fléchissant) :

$$M_{\text{sd}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1255.91 \times 6^2}{8} = 5651.6 \text{ dan.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2.85 \times 2350}{1.1} = 6088.6 \text{ dan.m}$$

$M_{plrd} \geq M_{sd}$ Verifier.

3. Prés-dimensionnement des poutres :

3.1. Poutres principales :

Evaluation des charges :

- Cloison de séparation90dan/m²
- Revêtement en carrelage.....40dan/m²
- Mortier de pose.....40dan/m²
- Poids de la dalle.....314.4dan/m²
- Isolation thermique.....16dan/m²
- Poids de la tôle12dan/m²
- Poids de solive26.2×10=262dan/m

$$G = (90+40+40+314.4+16+12) \times 6 + 262 = 3336.4 \text{ dan/m}$$

$$Q = 300 \times 6 = 1800 \text{ dan/m}$$

Combinaison de charge :

ELU :

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (3336.4) + 1.5(1800) = 7204.14 \text{ dan/m}$$

ELS :

$$q = G + Q = 3336.4 + 1800 = 5136.4 \text{ da/m}$$

Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$F_{\max} \leq F_{\text{adm}}$$

$$F_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} \qquad F_{\text{adm}} = \frac{l}{200}$$

$$\text{Alors } I_y \geq \frac{5ql^3 \times 200}{384E} = \frac{5 \times 51.36 \times 1100^3 \times 200}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 84772 \text{cm}^4$$

On opte pour un HEM400 $I_y = 104100 \text{cm}^2$

Vérification de la flèche :

$$F_{\text{adm}} = \frac{l}{200} = \frac{1100}{200} = 5.5 \text{cm}$$

$$F_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 51.36 \times 1100^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 104100} = 4.47 \text{cm}$$

$$F_{\max} \leq F_{\text{adm}} \dots \dots \dots \text{ Verifier.}$$

Vérification au cisaillement (effort tranchant):

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

$$V_{\text{sd}} = \frac{ql}{2} = \frac{7204 \times 11}{2} = 39622 \text{dan}$$

$$V_{\text{pl,rd}} = \frac{A_{\text{vz}} \times (2350/\sqrt{3})}{\gamma_{\text{m0}}} = \frac{55.09 \times (2350/\sqrt{3})}{1.1} = 67949.6 \text{dan}$$

$$V_{\text{sd}} = 39622 \text{dan} \leq V_{\text{plrd}} = 67949.6 \text{dan} \dots \dots \dots \text{ vérifier}$$

Vérification de la résistance (moment fléchissant) :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7204 \times 11^2}{8} = 108960.5 \text{ dan.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{55.706 \times 2350}{1.1} = 119008.27 \text{ dan.m}$$

$$M_{pl,rd} \geq M_{sd} \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

3.2. Poutre secondaire :

Evaluation des charges:

- Cloison de séparation90dan/m²
- Revêtement en carrelage.....40dan/m²
- Mortier de pose.....40dan/m²
- Poids de la dalle.....314.4dan/m²
- Isolation thermique.....16dan/m²
- Poids de la tôle12dan/m²

$$G = (90+40+40+314.4+16+12) \times 1.1 = 563.64 \text{ dan/ml}$$

$$Q = 300 \text{ dan/m}$$

Combinaison de charges :

$$\text{ELU : } q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (563.64) + 1.5(300) = 1210.91 \text{ dan/m}$$

ELS :

Chapitre 05 : Prés-dimensionnement des éléments porteurs

$$q = G + Q = 563.64 + 300 = 863.64 \text{ dan/m}$$

Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$F_{\max} \leq F_{\text{adm}}$$

$$F_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} \qquad F_{\text{adm}} = \frac{l}{200}$$

$$\text{Alors } I_y \geq \frac{5ql^3 \times 200}{384E} = \frac{5 \times 8.6364 \times 600^3 \times 200}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 2313.32 \text{ cm}^2$$

On opte pour L IPE220 $I_y = 2771.8 \text{ cm}^4$

Vérification de flèche :

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

$$F_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 8.63 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2771.8} = 2.5$$

$F_{\max} \leq F_{\text{adm}}$ Verifier

Verification de resistance (effort tranchant):

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

$$V_{\text{sd}} = \frac{ql}{2} = \frac{1210.91 \times 6}{2} = 3632.7 \text{ dan}$$

$$V_{\text{pl,rd}} = \frac{A_{\text{vz}} \times (2350/\sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{15.9 \times (2350/\sqrt{3})}{1.1} = 19611.53 \text{ dan}$$

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

Vérification de résistance (moment flechissant):

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1210.91 \times 6^2}{8} = 5449.09 \text{ dan.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2.854 \times 2350}{1.1} = 6097.18 \text{ dan.m}$$

$M_{pl,rd} \geq M_{sd}$ Vérifier.

4. Les poteaux :

Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui sont soumis à la compression, leur rôle principal est de supporter les différentes charges de la structure et de les transmettre aux fondations. Dans notre calcul des poteaux prévus pour la résistance aux efforts extérieurs, on prend compte de leurs liaisons aux traverses et au massif de fondation. Généralement les poteaux sont d'une part encastree aux traverses et (articulé ou encastree) sur les massifs de fondations.

Evaluation des charges

Le travail consiste à étudier le poteau le plus sollicité représenté sur la figure ci-dessous :

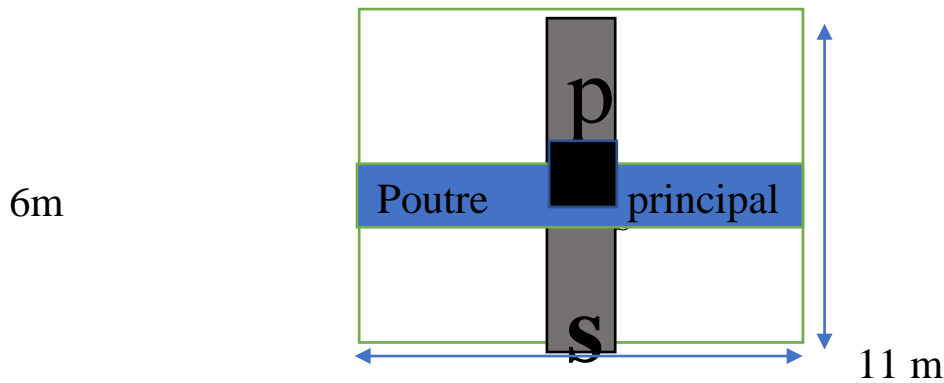


Figure 5. 2 : surface d'influence du poteau .

4.1. Les différentes charges appliquer sur les poteaux :

Charge permanente :

Poids propre de la poutre principale : $G_{pp}=255,7\times 11=2812,7\text{daN}$

Poids propre de la poutre secondaire : $G_{ps}= 26.2\times 6=157.2$

Poids propre de la panne : $G_p= 22.4\times 6\times 5= 672\text{ daN}$

Poids propre des solives : $G_s=22.4\times 6\times 10=1344\text{daN}$

Poids propre de la couverture : $G_c=12\times 6\times 11,27=1570,48\text{daN}$

Poids propre de la traverse estimée (**HEM300**) :

$G_t=103,1\times 11,27=2681,13\text{ daN}$

Poids propre du poteau estimée (**HEM 450**) :

$G_{pot}=263,3\times 16,5=4344,45\text{daN}$

Poids propre du plancher : $G_p=ST\times G$

Chapitre 05 : Prés-dimensionnement des éléments porteurs

Surface d'influence du plancher : $ST = 6 \times 11 = 66 \text{ m}^2$

Poids propre du plancher : $G_{pl} = 66 \times 544,8 = 35956,8 \text{ daN}$ Le

poids supporter par le poteau :

$$G_{total} = 2G_{pp} + 2G_{ps} + G_p + 2G_s + G_c + G_t + G_{pt} + 2G_{pl}$$

$$G_{total} = (2 * 2812,7) + (2 * 157,2) + 672 + (2 * 1344) + 1570,48 \\ + 2681,13 + 4344,45 + 35956,8$$

$$G_{total} = 53852,66 \text{ daN}$$

La charge d'exploitation :

$$Q_p = 300 * 66$$

$$Q_p = 19800 \text{ daN}$$

$$Q_T = 2 * Q_p$$

$$Q_p = 39600 \text{ daN}$$

Combinaison de charge :

$$N_{sd} = Q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_{sd} = (1,35 * 53852,66) + (1,5 * 39600)$$

Chapitre 05 : Prés-dimensionnement des éléments porteurs

$$N_{sd}=132101,09 \text{ daN}=1321,01 \text{ KN}$$

Caractéristique du **HEM450** :

| G (Kg/m) | H (mm) | B (mm) | t _w (mm) | t _f (mm) | r (mm) | D (mm) |
|--------------------------------------|--|--------------------------------------|--|-------------------------|---------------------------------------|------------------------|
| 263,3 | 478 | 307 | 21 | 40 | 27 | 344 |
| I _y (mm ⁴) | W _{ply} (mm ³) | I _z (mm ⁴) | W _{plz} (mm ³) | A (mm ²) | A _{vz} (mm ²) | i _z (mm) |
| 131484,3*10 ⁴ | 6331*10 ³ | 19329,8*10 ⁴ | 1939,2*10 ³ | 335,4*10 ² | 119,8*10 ² | 7,59*10 |

Tableau 5. 1 : Caractéristiques géométriques de HEM 450 .

Vérification de la condition de la résistance :

La longueur de flambement et a considéré seulement si $\lambda \geq 0,2$

Vérification de la résistance :

$$N_{sd} \leq N_{brd} = \chi \beta_A * \frac{A * f_y}{\gamma_{M1}}$$

$\beta_A = 1$ Pour les sections transversales de classe 1 ,2et 3

Calcul de l'élancement

$$\lambda = \frac{l_f}{i_y}$$

$$\lambda = \frac{600 \cdot 0.5}{19,80}$$

$$\lambda = 15,15$$

Calcul de l'élanement réduit :

$$\lambda = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

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

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{2,1 \cdot 10^5}{235} \right]^{0,5}$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\lambda = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{15,15}{93,9}$$

$$\lambda = 0,16$$

Choix de la courbe de flambement

L'Eurocode3 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{478}{307} = 1,55 \text{ mm} > 1,2 \text{ mm}$$

$$t_f = 40 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement y-y donc la courbe a

$$\chi = 1$$

Vérification du flambement :

$$N_{sd} \leq N_{brd} = \chi \beta_A * \frac{A * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{335,4 * 10^2 * 235}{1,1}$$
$$N_{sd} = 1321,01KN \leq N_{brd} = 7165,36KN$$

Conclusion :

Le profilé HEM450 est conforme pour les poteaux de la structure

5. Les traverses :

Introduction :

Les traverses sont des poutres maitresses d'une toiture à deux versants, elles sont constituées généralement en profils IPE ou HEA. Les traverses de la toiture servent à supporter les éléments de la couverture et à encaisser les charges et surcharges. Les portiques en général peuvent avoir une portée de 15 à 60 m, tandis que les portées comprises entre 20 à 30 m sont les plus économiques. Le portique étudié est de 20 m.

Evaluation des charges :

Chapitre 05 : Prés-dimensionnement des éléments porteurs

Poids propre de la panne (IPE 200)..... $22,4 \times 5 \times 6 = 672 \text{Kg}$
Poids propre des accessoires $5 \times 6 \times 11 = 330 \text{ kg}$
Poids propre d'isolant $4 \times 6 \times 11 = 264 \text{ kg}$
Poids d'étanchéité $4 \times 6 \times 11 = 264 \text{ kg}$
Couverture TL75 $13.842 \times 6 \times 11 = 913,572 \text{ Kg}$

$$G = 672 + 330 + 264 + 264 + 913,572$$

$$G = 2443,57 \text{ daN}$$

$$G = \frac{2443,57}{6}$$

$$G = 407,26 \text{ daN/m}$$

$$G = G \cos \alpha$$

$$G = 397,53 \text{ daN/m}$$

Les charges variables

Surcharge climatique du vent :

Les traverse les plus sollicitées se trouvent dans la zone F

$$V = 120,29 * 6$$

$$V = -721,74 \text{ kg/m}$$

Surcharge climatique de neige :

$$N = 22,6 * 6$$

$$N = 135,6 \text{ Kg/m}$$

$$N = N \cos \alpha$$

Chapitre 05 : Prés-dimensionnement des éléments porteurs

$$N=132,36\text{Kg/m}$$

Surcharge d'entretien

$$E=138\text{kg/m}$$

$$Q = E \cos \alpha$$

$$Q=134,7\text{kg/m}$$

HEM300

| G (Kg/m) | H (mm) | B (mm) | t _w (mm) | t _f (mm) | r (mm) | D (mm) |
|--------------------------------------|--|--------------------------------------|--|-------------------------|---------------------------------------|------------------------|
| 237,9 | 340 | 310 | 21 | 39 | 27 | 208 |
| I _y (mm ⁴) | W _{ply} (mm ³) | I _z (mm ⁴) | W _{plz} (mm ³) | A (mm ²) | A _{vz} (mm ²) | i _z (mm) |
| 59201*10 ⁴ | 4077,7*10 ³ | 19393*10 ⁴ | 1913,2*10 ³ | 303,1*10 ² | 90,5*10 ² | 8*10 |

Tableau 5. 2 : Caractéristiques géométriques de HEM 300 .

Vérification à la flexion déviée :

Pour les sections de classe 1 et 2 :

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

Pour les sections en **I** et **H** :

Chapitre 05 : Prés-dimensionnement des éléments porteurs

$$\alpha=2 ; \beta=5n \geq 1$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl;rd}}$$

Dans notre cas l'effort normal $N_{sd}=0$

Donc : $\beta=1$

Sous la combinaison

$$Q_{sd} = G \cos \alpha - 1,5V$$

$$Q_{sd} = -685,08 \text{ kg/ml}$$

$$Q_{z;sd} = Q_{sd} \cos \alpha$$

$$Q_{zsd} = 668,71 \text{ Kg/ml}$$

$$Q_{y;sd} = Q_{sd} \sin \alpha$$

$$Q_{ysd} = 148,86 \text{ Kg/ml}$$

$$M_{y;sd} = \frac{Q_{z;sd} * l^2}{8} = \frac{668,71 * 11^2}{8}$$

$$M_{ysd} = 10114,24 \text{ daNm}$$

$$M_{z;sd} = \frac{Q_{y;sd} * (l/2)^2}{8}$$

$$M_{zsd} = 562,88 \text{ daNm}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{w_{pl;y} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{4077,7 * 10^3 * 235}{1,1}$$

$$M_{plyrd}=87114,5\text{daNm}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{W_{pl;z*} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{1913,2 * 10^3 * 235}{1,1}$$

$$M_{plzrd}=40872,9\text{daNm}$$

$$\left(\frac{M_{y;sd}}{M_{ply;rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}}\right)^\beta = \left(\frac{10114,24}{87114,50}\right)^2 + \left(\frac{562,88}{40872,9}\right)^1 = 0,02 < 1$$

Condition vérifier.

Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$v_{z;sd} \leq v_{plz;rd} \leftrightarrow \frac{Q_{z;sd} * l}{2} \leq \frac{A_{vz} * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

$$v_{z;sd} = \frac{Q_{z;sd} * l}{2} = \frac{668,71 * 11}{2} = 3677,9 daN$$

$$v_{plz;rd} = \frac{A_{vz} * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{90,5 * 10^2 * (235/\sqrt{3})}{1,1} = 111625,4 daN$$

$$v_{z;sd} = 3677,9 daN \leq v_{plz;rd} = 111625,4 daN$$

Condition vérifier.

$$v_{y;sd} \leq v_{ply;rd} \leftrightarrow 0,625 Q_{y;sd} (l/2) \leq \frac{A_{vy} * (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$v_{y;sd} = 0,625 Q_{y;sd} (l/2) = 0,625 * 148,86 * 5,5 = 511,70 daN$$

$$v_{ply;rd} = \frac{A_{vy} * (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{251,9 * 10^2 * (235/\sqrt{3})}{1,1} \\ = 310701,04 daN$$

$$v_{y;sd} = 511,70 daN \leq v_{ply;rd} = 310701,04 daN \text{ **Condition**}$$

vérifier.

La section en **HEM 350** est vérifiée à la résistance.

Vérification au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité géométrique des poutres soumise à un moment de flexion qui survient lorsque la partie comprimée de la section droite se dérobe latéralement, entraînant la

Chapitre 05 : Prés-dimensionnement des éléments porteurs

section dans un mouvement de translation horizontale et de rotation autour du centre de cisaillement en plus de la translation verticale due aux charges appliquées.

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale
La semelle supérieure :

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

La semelle inférieure :

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

L'Eurocode 3 nous donne la formule suivante pour la vérification du déversement d'un élément comprimé et fléchi :

$$\frac{M_{y;sd}}{M_{b;rd}} + \frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \leq 1$$

Vérification de la semelle inférieure comprimée au déversement :

$$M_{y;sd} = \frac{Q_{z;sd} * l^2}{8} = \frac{668,71 * 11^2}{8}$$

$$M_{y;sd} = 10114,24 \text{ daNm}$$

$$M_{z;sd} = \frac{Q_{y;sd} * (l/2)^2}{8}$$

$$M_{zsd}=562,88daNm$$

$$M_{ply;rd} = \frac{w_{pl;y} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{ply;rd} = \frac{4077,7 * 10^3 * 235}{1,1}$$

$$M_{plyrd}=87114,5daNm$$

$$M_{plz;rd} = \frac{W_{pl;z} * f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{plz;rd} = \frac{1913,2 * 10^3 * 235}{1,1}$$

$$M_{plzrd}=40872,9daNm$$

a) Calcul du moment critique M_{cr} :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2.1 * 10^5}{2(1+0.3)} = 80769.23 \text{ MPA.}$$

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

$$M_{cr}$$

$$= 1.13 \frac{3.14^2 * 210000 * 19393,9 * 10^4}{11000^2} \sqrt{\frac{4386,03 * 10^9}{19393,9 * 10^4} + \frac{11000^2 * 80769 * 1407,58 * 10^4}{3.14^2 * 210000 * 19393,9 * 10^4}}$$

$$M_{cr} = 2266200444,7 \text{ N.mm} = 2266,20 \text{ knm}$$

b) Calcul de l'élanement géométrique $\bar{\lambda}Lt$:

$$\lambda Lt = \sqrt{\frac{\pi^2 * E * W_{ply}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3.14^2 * 210000 * 4077,7 * 10^3}{2389058838}} = 61,03$$

$$\bar{\lambda}Lt = \frac{\lambda Lt}{\lambda_1} \sqrt{Bw} = \frac{61,03}{93,9} \sqrt{1}$$

$$\bar{\lambda}Lt = 0,64.$$

Détermination de x_{LT} :

$$x_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}Lt^2)^{0.5}}$$

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

$\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profilées laminées

$$\text{Donc : } \phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(0,64 - 0,2) + 0,64^2] = 0,751$$

$$x_{LT} = \frac{1}{0,751 + (0,751^2 - 0,64^2)^{0.5}} = 0,874$$

$$M_{brd} = \frac{x_{LT} * Bw * W_{ply} * f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,874 * 1 * 4077,7 * 10^3 * 235}{1,1} = 761380730 \text{ Nmm}$$

$$M_{brd} = 76138,07 \text{ daNm}$$

$$\frac{M_{y;sd}}{M_{b;rd}} + \frac{M_{z;sd}}{M_{plz;rd}} \leq 1$$

$$\frac{10114,24}{76138,07} + \frac{526,88}{40872,9} = 0,34 \leq 1$$

Condition vérifier.

Le profilé choisi **HEM 300** est vérifié. Il n'y a pas de risque d'instabilité au déversement.

Le profilé **HEM 300** est vérifié à l'état limite ultime

Vérification à l'état limite de services (ELS) :

Vérification de la flèche :

Pour cette vérification, on tient compte de la combinaison de charge maximale.

$$f \leq f_{adm}$$

Avec :

f : Flèche de la barre ;

f_{adm} : Flèche maximale admissible de la barre.

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{1100}{200}$$

$$f_{ad} = 5,5 \text{ cm}$$

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

Chapitre 05 : Prés-dimensionnement des éléments porteurs

$$f_z = \frac{5}{384} * \frac{V * l^4}{E * I_y}$$

$$f_z = \frac{5}{384} * \frac{668,71 * 10^{-2} * 1100^4}{2,1 * 10^6 * 104119,1} = 0,583cm < f_{ad}$$

Condition vérifier

Flèche latérale (suivant y-y) : sur deux appuis

$$f_y = \frac{5}{384} * \frac{v_y * l^4}{E * I_z}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} * \frac{148,86 * 10^{-2} * 1100^4}{2,1 * 10^6 * 19326,3}$$

$$f_y = 0,697cm$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{1100}{200}$$

$$f_{ad} = 5,5cm$$

$$f_y = 0,697cm < f_{ad} = 5,5cm \text{ Condition}$$

vérifier.

Le profilé en **HEM 300** est vérifié à l'état limite de service.

Conclusion :

Le profilé en **HEM 300** est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme traverse

Chapitre 05 : Prés-dimensionnement des éléments porteurs

Conclusion des profile utiliser :

| Elément | Profile |
|-------------------|----------------|
| Poteau | HEM 450 |
| Poutre principale | HEM 400 |
| Poutre secondaire | IPE 220 |
| Solive | IPE 220 |
| Traverse | HEM 300 |

Tableau 5. 3 : profile utiliser .

Chapitre 06 :

1. Introduction :

Un plancher mixte est composé d'une couche en béton armé ou précontrainte connecté aux semelles supérieures des solives par des éléments de liaison appelés connecteurs dont le rôle est de rendre solidaire les solives en acier de la dalle de béton en évitant tout glissement relatif. Une telle dalle est dite collaborant, elle participe à l'inertie globale du plancher. Etant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

2. Description d'un plancher collaborant :

De manière classique, une sous-structure de plancher mixte est constituée par une poutraison métallique (solive) recouverte par une dalle en béton, connectée à la poutraison, le fonctionnement structurel de l'ensemble répondant au schéma suivant :

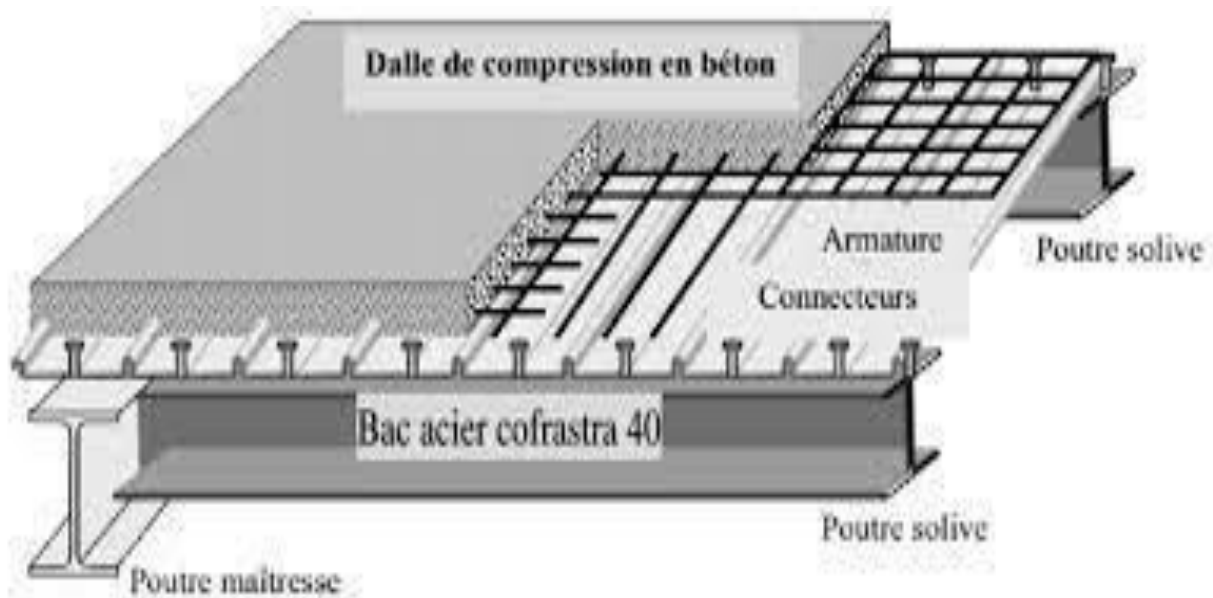


Figure 6. 1 : planché collaborant (mixte).

3. Etude des solives :

Entre axe des solivese=1.1m **Largeur**

efficace de la dalle :

Selon l'article (3-4-1) de l'Eurocode 4 :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{e1} = \min\left(\frac{Le}{8}; b\right) \quad \text{avec} \quad b_1 = 1.1 \text{ m}; b_2 = 1.1 \text{ m} \quad La$$

(poutre isostatique) = L = Le = 6m

$$b_{e1} = 0.75\text{m} \quad b_{e2} = \min\left(\frac{Le}{8}; b\right) = \min\left(\frac{6}{8}, 1.1\right) = 0.75\text{m}$$

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} = 0.75 + 0.75 = 1.5 \text{ m}$$

Poids de la dalle:

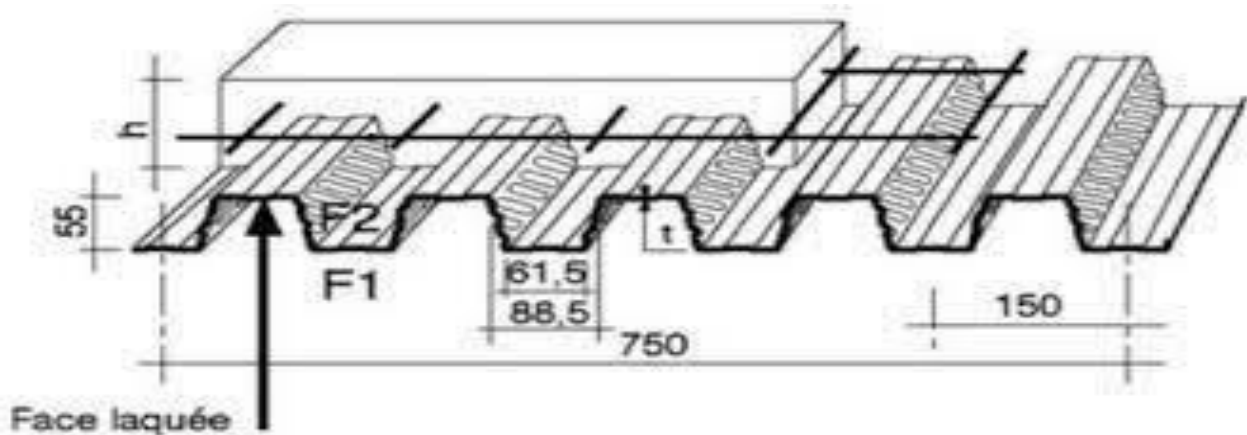


Figure 6. 2 : tôle HIBON 55.

□

Nombre des vides :

$$\frac{1.5}{0.15} = 10 \text{ vides}$$

• **Volume de béton avec des vides :**

$$V = h \times 1.2 \times 1.5 = 0.16 \times 1.2 \times 1.5 = 0.288 \text{ m}^3$$

• **Volume des vides :**

$$V_{\text{vide}} = S_{\text{vide}} \times n_{\text{vide}}$$

$$= \frac{0.061.5 + 0.088.5}{2} \times 55 \times 10 \times 1.5 = 0.061 \text{ m}^3$$

• **Poids de la dalle :**

$$P_{\text{beton}} = V \times 2400 - V_{\text{vide}} \times 2400$$

$$= 0.288 \times 2400 - 0.061 \times 2400 = 544.8$$

Le poids surfacique de la dalle est de : 544.8 kg/m²

3.1 Evaluation des charges :

Avec le DTR BC -2-2 (charge et surcharge).

• **Charge permanent :**

-Cloison de séparation90dan/m²

-Revêtement en carrelage.....40dan/m²

-Mortier de pose.....40dan/m²

-Poids de la dalle.....544.8dan/m²

Chapitre 06 : Calcul de plancher collaborant

□

-Isolation thermique.....16dan/m²

-Poids de la tôle12dan/m² **Charge d'exploitation :**

Q= 3kn/m² plancher

- **Phase de construction :**

- Le poids propre de la dalle 544.8 dan/m²

- Le poids propre de la tôle 12dan/m²

-Le poids propre de la solive(IPE220).....26.2dan/m

- charge de construction100dan/m²

$$G= (544.4+12) \times 1.1 +26.2 =638.24 \text{ dan/m}$$

$$Q=100 \times 1.1 = 110\text{dan/m}$$

- **Combinaison de charge :**

ELU :

$$q= 1.35G+1.5Q= 1.35 (638.24) + 1.5(110) = 1026.6\text{dan/m}$$

ELS :

$$q= G + Q = 638.24 + 110 = 748.24\text{dan/m}$$

- **vérification de flèche :**

Chapitre 06 : Calcul de plancher collaborant

□

$$F_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 7.482 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2772} = 2.16 \text{ cm}$$

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

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

Phase finale :

- Cloison de séparation90dan/m²
 - Revêtement en carrelage.....40dan/m²
 - Mortier de pose.....40dan/m²
 - Poids de la dalle.....544.8dan/m²
 - Isolation thermique.....16dan/m²
 - Poids de la tôle12dan/m²
 - poids de la solive.....26.2dan/m
- $G = (90+40+40+544.8+16+12) \times 1.1 + 26.2 = 843.28 \text{ dan/m}$
- $Q = 300 \times 1.1 = 330 \text{ dan/m}$

□ Combinaison de charge :

ELU :

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (843.28) + 1.5(330) = 1633.4 \text{ dan/m}$$

ELS :

$$q = G + Q = 843.28 + 330 = 1173.28 \text{ dan/m}$$

□

a) Vérification de la résistance (moment fléchissant) :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1633.4 \times 6^2}{8} = 7350.3 \text{ dan.m}$$

Détermination de l'axe neutre :

$$F_a = \frac{A_a \times F_y}{\gamma_a} = \frac{33.4 \times 2350}{1.1} = 71354.5 \text{ dan/m} = 713.545 \text{ kn}$$

$$F_b = \frac{0.85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 10.5 \times 150 \times 250}{1.5} = 223125 \text{ dan} = 2231.25 \text{ kn}$$

Avec : - $F_{ck} = 25 \text{ MPA}$

$$-\gamma_b = 1.5$$

$$- h_c = h - h_p = 160 - 55 = 105 \text{ mm}$$

$F_a \leq F_b$ d'ou l'axe neutre plastique se trouve dans la dalle en béton.

$$Z = \frac{F_a}{\frac{0.85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}} = \frac{71354.5}{21250} = 3.35 \text{ cm} = 33.5 \text{ mm}$$

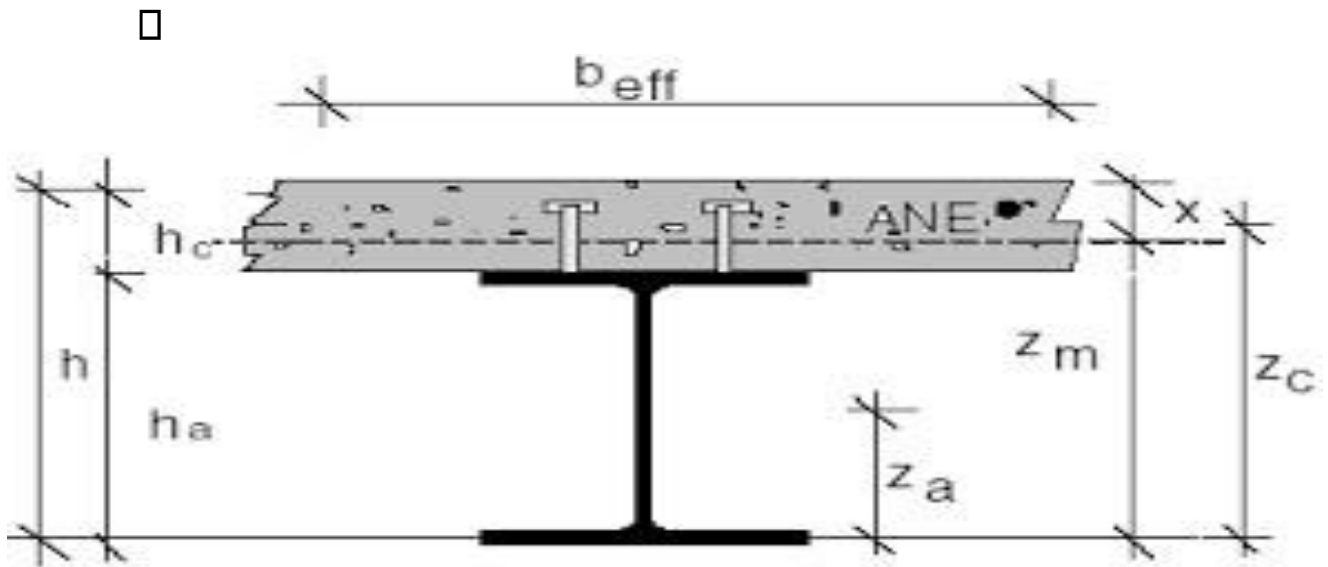


Figure 6. 3 : schéma de section mixte (axe neutre dans la dalle).

Moment de résistance plastique :

Dans le cas où l'axe neutre se situe dans la dalle le moment résistant est donné par la formule suivante :

$$\begin{aligned}
 M_{plrd} &= F_a (0.5h_a + h_c + h_p - 0.5z) \\
 &= \frac{33.4 \times 2350}{1.1} (0.5(0.16) + 0.105 + 0.055 - 0.5(0.0335)) \\
 M_{plrd} &= 15929.9 \text{ dan.m}
 \end{aligned}$$

$M_{sd} \leq M_{plrd}$ Verifier

b) Vérification de l'effort tranchant:

Condition de non voilement par cisaillement:

Chapitre 06 : Calcul de plancher collaborant

□

-Ame non raidie et non enrobées

$$Hw/t \leq 72\varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{fy}} = 1$$

$$Hw/t = 177.6/5.9 = 30.1 \leq 72\varepsilon \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

□ **Effort tranchant :**

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1633.4 \times 6}{2} = 4900.2 \text{ dan}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times fy}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{15.9 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 19611.5 \text{ dan}$$

$$V_{sd} \leq V_{plrd} \dots\dots\dots \text{Verifier Donc}$$

l'PIPE220 convient pour les solives.

Calcul des connecteurs acier-béton :

Ce sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la poutre ou la solive. Ils ont pour rôle d'assurer la liaison et l'adhérence entre la dalle et la poutre.

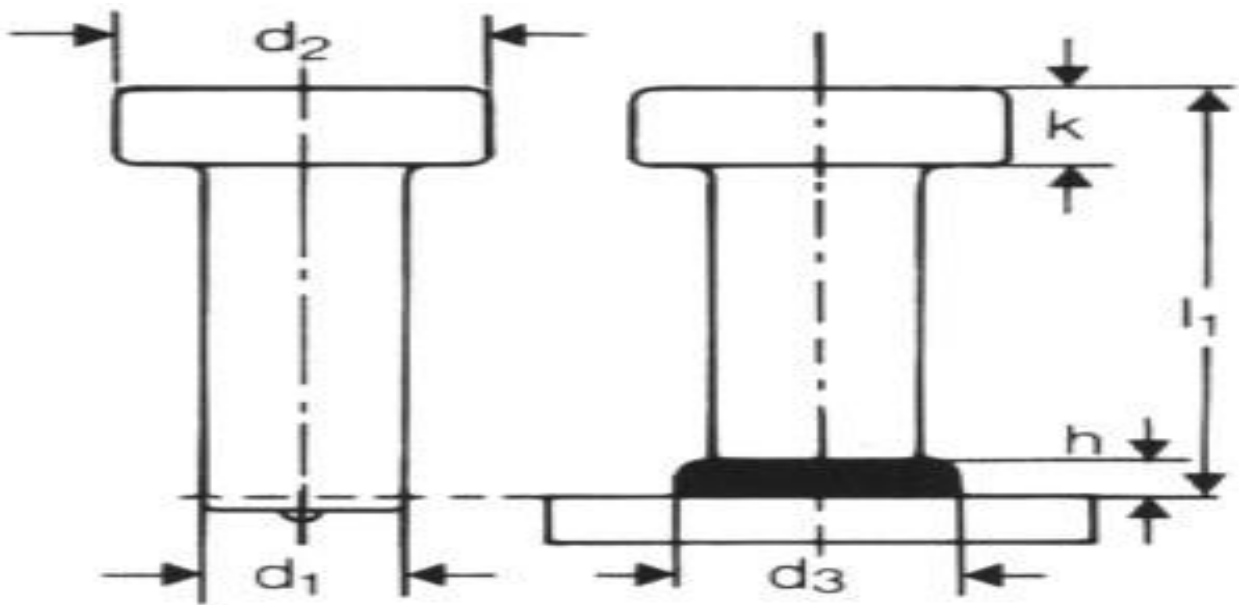


Figure 6. 4 : Connecteur acier-béton.

La résistance d'un goujon en dalle pleine ou mixte est donnée par la plus petite valeur des deux formules suivantes (EUROCODE 4)3-10-2 :

$$Prd1 = 0.8f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_v$$

$$Prd2 = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{(f_{ck} E_{cm})} / \gamma_v$$

Avec la condition: $16\text{mm} \leq d \leq 25\text{mm}$

Avec : $\alpha = 1$ pour $h/d \geq 4$

Chapitre 06 : Calcul de plancher collaborant

Et $\alpha = 0.2(h/d + 1)$ pour $3 \leq h/d \leq 4$

On prend le diamètre $d = 19\text{mm}$ avec $16\text{mm} \leq d \leq 25\text{mm}$

$$\frac{h}{d} \geq 4 \quad \text{d'où} \quad h \geq 4 \times d = 4 \times 19 = 76\text{mm}$$

On prend $h = 80\text{mm}$

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{19} = 4.21 \geq 4 \quad \text{alors} \quad \alpha = 1$$

- **Calcul de la résistance au cisaillement du goujon :**

$$\begin{aligned} \text{Prd1} &= 0.8f_u \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) / \gamma_v = 0 \frac{.8 \times 415 \times (3.14 \times 19^2 / 4)}{1.25} = 75267\text{N} \\ &= 75.267 \text{ Kn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Prd2} &= 0.29 \alpha d^2 \sqrt{(f_{ck} E_{cm})} / \gamma_v = 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \sqrt{25 \times 30500} / 1.25 \\ &= 73133.2 \text{ N} = 73.133 \text{ Kn} \end{aligned}$$

On prend: $\text{Prd} = 73.133 \text{ Kn}$

- **Calcul de coefficient minorateur:**

Dans notre cas les nervures de la tôle est perpendiculaire a la solive l'expression est donnée par :

$$K_t = (0.7/\sqrt{n}) \times (b_a/h_p) \times (h/h_p - 1) \leq 1$$

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \left(\frac{75}{55} \times \frac{80}{55} - 1 \right) = 0.433 \leq 1 \dots\dots\dots \text{verifier}$$

On prend alors:

$$\text{Prd} = \text{Prd}_{\text{min}} \times K_t = 73.13 \times 0.433 = 31.66 \text{ Kn}$$

Chapitre 06 : Calcul de plancher collaborant

- **Longueur critique :**

Elle représente le point d'appuis de la poutre jusqu'au point le plus sollicité par M_{max} .

$$L_{cr} = \frac{l}{2} = \frac{6}{2} = 3 \text{ m}$$

- **Calcul de l'effort total de cisaillement longitudinal V_l :**

$$V_{l1} = F_a = \frac{A_a \times F_y}{\gamma_a} = \frac{33.4 \times 2350}{1.1} = 713.54 \text{ kn}$$

$$V_{l2} = F_b = 0 \frac{85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 10.5 \times 150 \times 250}{1.5} = 2231.25 \text{ kn}$$

On prend $V_l = 713.54 \text{ kn}$

D'où le nombre de goujon égal a :

$$N = \frac{V_l}{P_{rd}} = \frac{713.5}{31.66} = 21.53 \text{ on prend } N = 22 \text{ goujon}$$

Nombre de bacs sur la longueur critique :

$$n = \frac{L_{cr}}{L_{bacs}} = \frac{3000}{150} = 20 \text{ bacs}$$

Les connecteurs peuvent être espacés uniformément en soudant 1 goujon dans chaque nervure. On tiendra $N = 22$ goujon

4. Etude des poutres principales :

□ Phase de construction :

Longueur de la poutre : 11m

Entre axe : 6m

- Le poids propre de la dalle 544.8 dan/m²

- Le poids propre de la tôle 12dan/m²

-Le poids propre de la solive(IPE220).....26.2dan/m

-Le poids propre de la poutre principale.....256dan/m

- charge de construction 100dan/m²

$$G = (544.8 + 12) \times 6 + (26.2 \times 10) + 256 = 2476.4 \text{ dan/m}$$

$$Q = 100 \times 6 = 600 \text{ dan/m}$$

- **Combinaison de charge :**

ELU :

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (2476.4) + 1.5(600) = 4243.14 \text{ dan/m}$$

ELS :

$$q = G + Q = 2476.4 + 600 = 3076.4 \text{ dan/m}$$

Chapitre 06 : Calcul de plancher collaborant

- **Vérification de la flèche :**

$$F_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 30.76 \times 1100^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 104100} = 2.68 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{l}{200} = \frac{1100}{200} = 5.5 \text{ cm}$$

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

- **Vérification du moment fléchissant :**

$$M_{\text{sd}} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{4243.1 \times 11^2}{8} = 64176.8 \text{ dan.m}$$

$$M_{\text{plrd}} = \frac{w_{\text{ply}} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{5571 \times 2350}{1.1} = 11901681 \text{ dan}$$

$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{plrd}}$ Verifier

- **Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{\text{sd}} = \frac{ql}{2} = \frac{4243.14 \times 11}{2} = 23337.27 \text{ dan}$$

$$V_{\text{plrd}} = \frac{A_{\text{vz}} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{110.2 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 135923.9 \text{ dan}$$

$V_{\text{sd}} \leq V_{\text{plrd}}$ Verifier Le

HEM400 est verifie a la phase de construction.

Chapitre 06 : Calcul de plancher collaborant

- **Phase finale :**
- **Evaluation des charges :**

| | |
|-------------------------------|-------------------------|
| -Cloison de séparation | 90dan/m ² |
| -Revêtement en carrelage..... | 40dan/m ² |
| -Mortier de pose..... | 40dan/m ² |
| -Poids de la dalle..... | 544.8dan/m ² |
| -Isolation thermique..... | 16dan/m ² |
| -Poids de la tôle | 12dan/m ² |
| -poids de la solive..... | 26.2dan/m |
| -poids de la poutre..... | 256dan/m |

$$G = (90 + 40 + 40 + 544.8 + 16 + 12) \times 6 + 256 + (26.2 \times 10) = 3592.4 \text{ dan/m}$$

$$Q = 300 \times 6 = 1800 \text{ dan/m}$$

- **Combinaison de charge :**

ELU :

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (3592.4) + 1.5(1800) = 7549.74 \text{ dan/m}$$

ELS :

Chapitre 06 : Calcul de plancher collaborant

$$q = G + Q = 3592.4 + 1800 = 5392.4 \text{ dan/m}$$

- **Calcul de la largeur participante de la dalle :** $b_{eff} = \min\left(2 \times \frac{l_0}{8}; e\right)$

Avec : l_0 : longueur de la poutre principale

e : entre axe des poutres

$$\begin{aligned} & \text{11 d'où } b_{eff} = \min(2 \times \frac{11}{8}; 6) \\ & = \min(2.75; 6) = 2.75 \text{ m} \end{aligned}$$

- **Verification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{7549.7 \times 11}{2} = 41523.35 \text{ dan}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{110.2 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 135923.9 \text{ dan}$$

$$V_{sd} \leq V_{plrd} \dots\dots\dots \text{ Verifier}$$

- **Verification du moment flechissant:**

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{7549.7 \times 11^2}{8} = 114189.2 \text{ dan.m}$$

Chapitre 06 : Calcul de plancher collaborant

- **Calcul de la distance de l'axe neutre plastique :**

$$F_a = \frac{A_a \times F_y}{\gamma_a} = \frac{325.8 \times 2350}{1.1} = 696027.2 \text{ dan/m} = 6960.272 \text{ kn}$$

$$F_b = 0 \frac{85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 10.5 \times 275 \times 250}{1.5} = 409062.5 \text{ dan} = 4090.625 \text{ kn}$$

$F_a \geq F_b$ Axe neutre dans la poutre (semelle)

$$Z = \frac{F_a - F_b}{2 \times b_f \times f_y} \times \gamma_a + h_c + h_p$$

$$Z = \frac{6960.27 - 4090.62}{2 \times 307 \times 0.235} \times 1.1 + 105 + 55 = 181.87 \text{ mm}$$

$$M_{plrd} = F_a(0.5h_a + 0.5h_c + h_p) - 0.5(F_a - F_b)(z + h_p)$$

$$= 6960.27(0.5 \times 0.432 + 0.5 \times 0.105 + 0.055) - 0.5(6960.27 - 4090.62) \times (0.18187 + 0.055)$$

$$M_{plrd} = 1911.78 \text{ kn.m} = 191178 \text{ dan.m}$$

$M_{sd} \leq M_{plrd}$ Verifier

Donc HEM400 convient comme poutre principale

- **Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur :** On

prend le diamètre $d = 19 \text{ mm}$ avec $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$

$$\frac{h}{d} \geq 4 \text{ d'où } h \geq 4 \times d = 4 \times 19 = 76 \text{ mm}$$

On prend $h = 80 \text{ mm}$

Chapitre 06 : Calcul de plancher collaborant

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{19} = 4.21 \geq 4 \quad \text{alors } \alpha = 1$$

$$\begin{aligned} \text{Prd1} &= 0.8f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_V = 0 \frac{8 \times 415 \times (3.14 \times 19^2 / 4)}{1.25} = 75267 \text{ N} \\ &= 75.267 \text{ Kn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Prd2} &= 0.29 \alpha d^2 \sqrt{(f_{ck} E_{cm})} / \gamma_V = \frac{0.29 \times 1 \times 19^2 \times \sqrt{25 \times 30500}}{1.25} \\ &= 73133.2 \text{ N} = 73.133 \text{ Kn} \end{aligned}$$

On prend: $\text{Prd} = 73.133 \text{ Kn}$

• Longueur critique :

Elle représente le point d'appuis de la poutre jusqu'au point le plus sollicité par M_{\max} .

$$L_{cr} = \frac{l}{2} = \frac{11}{2} = 5.5 \text{ m}$$

$$V_{l1} = F_a = \frac{A_a \times F_y}{\gamma_a} = \frac{325.8 \times 2350}{1.1} = 696027.2 \text{ dan/m}$$

$$V_{l2} = F_b = 0 \frac{85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 10.5 \times 275 \times 250}{1.5} = 409062.5 \text{ dan}$$

On prend $V_l = 4090.62 \text{ kn}$

D'où le nombre de goujon égal a :

$$N = \frac{V_L}{\text{Prd}} = \frac{4090.62}{73.13} = 55.9 \quad \text{on prend } N = 56 \text{ goujon}$$

5. Calcul des poutres secondaires :

□ Phase de construction :

Chapitre 06 : Calcul de plancher collaborant

- Le poids propre de la dalle 544.8 dan/m²
- Le poids propre de la tôle 12dan/m²
- Le poids propre de la poutre(IPE220).....26.2dan/m
- charge de construction100dan/m²

$$G=(544.8+12) \times 1.1 + 26.2 = 385.24\text{dan/m}$$

$$Q=100 \times 1.1 = 110\text{dan/m}$$

- **Combinaison de charge :**

ELU :

$$q=1.35G+1.5Q= 1.35(385.24)+1.5(110)=685.07\text{dan/m}$$

ELS :

$$q= G + Q = 385.24 + 110 =495.24 \text{ dan/m}$$

- **Vérification a l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{685.07 \times 6}{2} = 2055.21 \text{ dan}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{15.9 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 19611.53 \text{ dan}$$

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

Chapitre 06 : Calcul de plancher collaborant

- **Verification au moment flechissant:**

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{685.07 \times 6^2}{8} = 3082.81 \text{ dan.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{285 \times 2350}{1.1} = 608863.6 \text{ dan}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \dots\dots\dots \text{Verifier}$$

- **Vérification a la flèche :**

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 7.482 \times 600^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 2772} = 2.16 \text{ cm Fadm}$$

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

$$f_{max} \leq f_{adm} \dots\dots\dots \text{ Verifier}$$

IPE 220 convient a la phase de construction

- **Phase finale :**

- Cloison de séparation90dan/m²
- Revêtement en carrelage.....40dan/m²
- Mortier de pose.....40dan/m²
- Poids de la dalle.....544.8dan/m²
- Isolation thermique.....16dan/m²
- Poids de la tôle12dan/m²
- poids de la poutre.....26.2dan/m

Chapitre 06 : Calcul de plancher collaborant

$$G=(90+40+40+544.8+16+12)\times 1.1 + 26.2 =589.84\text{dan/m}$$

$$Q= 300 \times 1.1 = 330\text{dan/m}$$

- **Combinaison de charge :**

ELU :

$$q= 1.35G + 1.5Q = 1.35 (589.84) + 1.5(330) =1291.28\text{dan/m}$$

ELS :

$$q= G +Q = 589.84 + 330 = 919.8\text{dan/m}$$

-Calcul de la largeur participante de la dalle :

$$b_{eff} = \min \left(2 \times \frac{l_0}{8} ; e \right)$$

Avec : l_0 : longueur de la poutre

e : entre axe des poutres

$$D'o\grave{u} \quad b_{eff} = \min \left(2 \times \frac{6}{8} ; 1.1 \right) = \min (1.5 ; 1.1) = 1.1\text{m}$$

- **Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1291.8 \times 6}{2} = 3875.4 \text{ dan}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{15.9 \times 2350}{1.1 \times \sqrt{3}} = 19611.53 \text{ dan}$$

$$V_{sd} \leq V_{plrd} \dots\dots\dots \text{ Verifier}$$

Chapitre 06 : Calcul de plancher collaborant

- **Vérification du moment fléchissant:**

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1291.28 \times 6^2}{8} = 5810.76 \text{ dan.m}$$

- **Calcul de la distance de l'axe neutre plastique :**

$$F_a = \frac{A_a \times F_y}{\gamma_a} = \frac{33.4 \times 2350}{1.1} = 71354.54 \text{ dan/m} = 713.54 \text{ kn}$$

$$F_b = \frac{0.85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 10.5 \times 110 \times 250}{1.5} = 163625 \text{ dan} = 1636.25 \text{ kn}$$

$F_a \leq F_b$ Axe neutre dans la dalle en béton

$$Z = \frac{F_a}{\frac{0.85 \times b_{eff} \times f_{ck}}{\gamma_b}} = \frac{71354.5}{21250} = 3.35 \text{ cm} = 33.5 \text{ mm} \leq h_c$$

- **Moment de résistance plastique :**

$$M_{plrd} = F_a (0.5h_a + h_c + h_p - 0.5z) \\ = \frac{33.4 \times 2350}{1.1} (0.5(0.16) + 0.105 + 0.055 - 0.5(0.0335))$$

$$M_{plrd} = 15929.9 \text{ dan.m}$$

$M_{sd} \leq M_{plrd}$ Verifier

Alors **I IPE 220** convient comme poutre secondaire

- **Calcul de la résistance au cisaillement du goujon :**

Chapitre 06 : Calcul de plancher collaborant

$$\begin{aligned} \text{Prd1} &= 0.8f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_V = 0 \frac{.8 \times 415 \times (3.14 \times 19^2 / 4)}{1.25} = 75267 \text{ N} \\ &= 75.267 \text{ Kn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Prd2} &= 0.29 \alpha d^2 \sqrt{(f_{ck} E_{cm})} / \gamma_V = 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \sqrt{25 \times 30500} / 1.25 \\ &= 73133.2 \text{ N} = 73.133 \text{ Kn} \end{aligned}$$

On prend: $\text{Prd} = 73.133 \text{ Kn}$

- **Calcul de coefficient minorateur:**

Dans notre cas les nervures de la tôle est perpendiculaire a la solive l'expression est donnée par :

$$K_t = (0.7 / \sqrt{n}) \times (b a / h_p) \times (h / h_p - 1) \leq 1$$

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \left(\frac{75}{55} \times \frac{80}{55} - 1 \right) = 0.433 \leq 1 \dots\dots\dots \text{verifier}$$

On prend alors:

$$\text{Prd} = \text{Prd}_{\text{min}} \times K_t = 73.13 \times 0.433 = 31.66 \text{ Kn}$$

- **Longueur critique :**

Elle représente le point d'appuis de la poutre jusqu'au point le plus sollicité par M_{max} .

$$L_{cr} = \frac{l}{2} = \frac{6}{2} = 3 \text{ m}$$

- **Calcul de l'effort total de cisaillement longitudinal V_I :**

$$V_{I1} = F_a = \frac{A a \times F_y}{\gamma_a} = \frac{33.4 \times 2350}{1.1} = 713.54 \text{ kn}$$

Chapitre 06 : Calcul de plancher collaborant

$$Vl_2 = Fb = 0 \frac{85 \times hc \times beff \times fck}{\gamma b} = \frac{0.85 \times 10.5 \times 150 \times 250}{1.5} = 2231.25 \text{kn}$$

On prend $Vl = 713.54 \text{kn}$

D'où le nombre de goujon égal à :

$$N = \frac{VL}{Prd} = \frac{713.5}{31.66} = 21.53 \text{ on prend } N = 22 \text{ goujon}$$

Chapitre 07 :

**E
t
u
d
e**

1. Introduction :

Le but de calcul parasismique est d'assurer la résistance et la ductilité de la construction vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié, et d'assurer aussi le confort des occupants qui reste le souci principal du concepteur. Pour la modélisation de notre structure, on a utilisé le logiciel robot structural analyses Professional 2016.

2. Modélisation de la structure :

2.1 Présentation de logiciel robot structure :

Autodesk Robot Structural Analyses Professional propose aux ingénieurs des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexe de la construction, ce logiciel d'analyse structurelle offre un flux de travail fluide et une meilleure interopérabilité avec le logiciel Autodesk « Revit » structure afin d'étendre le processus de maquette numérique intelligente du bâtiment (BIM).

Dans Robot structural analyses, on peut :

- ✓ Créer des modèles de structures.
- ✓ Effectuer des analyses structurelles. ✓ Générer les plans de fabrication.

2.2 Les combinaisons utilisées :

- ✓ $1.35 G + 1.5 Q$. ✓ $G + Q$.
- ✓ $G + Q EX$
- ✓ $G + Q EY$
- ✓ $G + Q 1,2EX$ ✓ $G + Q 1,2EY$ ✓ $0.8 G + EX$.
- ✓ $0.8 G + EX$

3. Méthodes de calcul :

La quasi-totalité des méthodes d'évaluation de l'action sismique est basée sur la théorie dynamique du génie sismique, d'où l'analogie qui doit en résulter, tant pour la définition de cette action que pour les facteurs qui la conditionnent.

Le calcul des forces sismique peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

3.1 Méthode statique équivalente :

3.1.1 Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquée successivement suivant deux direction orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur.

Dans le général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui serait observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées.

Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant a la structure.

- ✓ Une ductilité suffisante.
- ✓ La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise a la structure par des secousses sismique majeures.

3.1.2 Condition d'application :

Selon le **RPA 99/2003**(art 4.1.2), nous pouvons dire que la méthode est applicable sur notre structure vue que les conditions suivantes sont satisfaites

- ✓ Régularité en plan et en élévation
- ✓ Ouvrage en zone II avec une hauteur totale inferieure a 3 niveaux.

3.2 Calcul de la force sismique totale :

D'après l'article 4.2.3 de RPA 99/2003, la force sismique totale v qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$v = w * \frac{A * D * Q}{R} \text{ (Equ 4.1, art 4.2.3 RPA99/2003).}$$

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

Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{zone IIA} \Rightarrow A = 0,25 \\ \text{groupe d'usage 1B (art 3.2 de RPA99/2003)} \end{array} \right.$$

3.2.1 Facteur d'amplification dynamique moyen D :

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{2}\right)^{5/3} & T \geq 3 \end{cases}$$

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7 art 4.2.3 (RPA99/2003).

Notre site est un site ferme (catégorie S3), donc $T_2 = 0.5$ s

3.2.2 Facteur de correction d'amortissement (η) :

Donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \text{ (4.3 page 38 RPA 99 V2003)}$$

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

D'après le tableau 4.2 (RPA99) $\Rightarrow \xi = 4\%$ (portique en acier avec remplissage léger) D'où $\eta = 1.85 > 0.7 \Rightarrow \eta = 1.85$

3.2.3 Calcul de la période de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par les méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_T * h_n^{3/4} \text{ (Equ 4.6 art 4.2.4 RPA 99/2003).}$$

H_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure, jusqu'au dernier niveau $H_n = 16,5$ m

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 (RPA 99/2003).

Dans notre cas nous avons un portique auto stable sans remplissage en maçonnerie

$$C_T = 0,050$$

$$T_x = T_y = 0,05 * 16,5^{3/4} = 0,41s$$

$$0 \leq T = 0,41s \leq T_2 = 0,5$$

$$D = 2,5\eta$$

$$D=4,625$$

3.2.4 Coefficient du comportement global de la structure(R) :

Le coefficient de comportement global de la structure, donnée par le tableau 4.3 (RPA99/2003) art 4.2.3 en fonction de section de contreventement

Dans notre cas ossature contreventée par palées triangulées en X

Portique auto stable ordinaire $\Rightarrow R = 4$

3.2.5 Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité(Q) est en fonction de :

- ✓ La redondance et la géométrie des éléments de la structure.
- ✓ La régularité en plan et en élévation
- ✓ La qualité du contrôle de la construction La valeur de Q est

déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + p_q \quad (\text{equ 4.7 art 4.2.4 ;RPA 99/2003}).$$

| Critère q | P _q | |
|--|----------------|--------------|
| | Observer | Non observer |
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | 0 | 0,05 |
| 2. Redondance en plan | 0 | 0,05 |
| 3. Régularité en plan | 0 | 0,05 |

Chapitre 07 : Etude sismique

| | | |
|--|---|------|
| 4. Régularité en élévation | 0 | 0,05 |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | 0 | 0,05 |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | 0 | 0,10 |

Tableau 7. 1 : Valeur de pénalité p_q (sens xx) .

$$P_q=0,20$$

$$Q=1,2$$

| Critère q | P_q | |
|--|----------|--------------|
| | Observer | Non observer |
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | 0 | 0,05 |
| 2. Redondance en plan | 0 | 0,05 |
| 3. Régularité en plan | 0 | 0,05 |
| 4. Régularité en élévation | 0 | 0,05 |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | 0 | 0,05 |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | 0 | 0,10 |

Tableau 7. 2 : Valeur de pénalité p_q (sens yy) .

$$P_q=0,15$$

$Q=1,15$

3.2.6 Calcul du poids de la structure W :

$$W = G + \beta Q$$

G : poids du aux charges permanentes et à celle des équipements fixe solidaire a la structure.

Q : charges d'exploitation. β : coefficient de pondération de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas $\beta = 0.2$ (tab 4.5 RPA 99).

Dans chaque niveau nous avons :

$$W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$$

Le poids de chaque niveau est donné par le tableau suivant :

| Niveaux | W_{Gi} | $0,2W_{Qi}$ | W_i |
|---------|------------|-------------|------------|
| Niveau2 | 130643,53 | 97514,40 | 228157,93 |
| Niveau1 | 1003842,53 | 73135,80 | 1076978,33 |
| RDC | 928895,70 | 73135,80 | 1002031,50 |

Tableau 7. 3 : poids propre de la structure .

$W_i=2307167,76$ daN= $23071,68$ KN

3.2.7 La force sismique :

$$V_x = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

$$V_x = \frac{0,25 * 4,625 * 1,2}{4} * 23071,68$$

$$V_x = 8002,98 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{A * D * Q}{R} * W$$

$$V_y = \frac{0,25 * 4,625 * 1,15}{4} * 23071,68$$

$$V_y = 7669,53 \text{KN}$$

□ Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_T + \xi F_i$$
$$\{ F_t = 0.07 * T * V \text{ si } T > 0.7$$

Chapitre 07 : Etude sismique

$$F_t = 0 \quad \text{si } T < 0,7 \quad \text{Avec}$$

⋮

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0.07 T \cdot V$ ou T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de F_t ne dépasse en aucun cas $0.25v$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petite ou égale à 0.7s.

On a $T=0,41s \leq 0,7s$ $F_t=0$

$$F_i = \frac{(V - f_t)W_i h_i}{\sum W_j h_j}$$

F_i : force horizontale au niveau i . h_i

: niveau du plancher.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

Les résultats sont donnés pour le sens x-x par le système de contreventement X dans le tableau suivant :

| Niveau | W_i | H_i | $W_i H_i$ | F_i |
|---------|----------|-------|-----------|---------|
| Niveau1 | 10769,78 | 10 | 107697,8 | 2264,09 |
| RDC | 10020,31 | 6 | 60121,86 | 1263,92 |

Tableau 7. 4 : la résultante de la force sismique selon x-x .

Chapitre 07 : Etude sismique

Les résultats sont donnés pour le sens y-y par le système de contreventement X dans le tableau suivant :

| Niveau | W_i | H_i | $W_i H_i$ | F_i |
|---------|----------|-------|-----------|---------|
| Niveau1 | 10769,78 | 10 | 107697,8 | 2169,76 |
| RDC | 10020,31 | 6 | 60121,86 | 1211,26 |

Tableau 7. 5 : la résultante de la force sismique selon y-y .

- **Vérification des forces sismiques de calcul (4.3.6 RPA 99/2003) :**

La résultante des forces sismiques à la base v_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% v , la résultante des forces sismique déterminées par la méthode statique. $V_t < 0.8 v$

| | V_t | V | 80% V | Etat |
|-------|---------|---------|---------|------|
| V_x | 1099,11 | 8002,98 | 6402,38 | OK |
| V_y | 992,95 | 7669,53 | 6135,62 | OK |

Tableau 7. 6 : comparaison v_t par rapport à 80% v .

- **Calcul des déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau ‘k’ de la structure est calculé comme suite $\sigma_k = R * \sigma_{eq} \delta_{ek}$: déplacements dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement.

Chapitre 07 : Etude sismique

Le déplacement relatif au niveau ‘k’ par rapport au niveau ‘k-1’ est égale a : $\Delta K = \sigma_k - \sigma_{k-1}$

Les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui son adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l’étage.

Sens x-x

| Etage | B_{eq} | R | B_k | ΔK | 1%hK | Vérification |
|---------|----------|---|-------|------------|------|--------------|
| Niveau1 | 0,117 | 4 | 0,468 | 0,088 | 0,1 | OK |
| RDC | 0,095 | 4 | 0,38 | 0,38 | 0,06 | OK |

Tableau 7. 7 : les déplacements relatifs selon x-x .

Sens y-y

| Etage | B_{eq} | R | B_k | ΔK | 1%hK | Vérification |
|---------|----------|---|-------|------------|------|--------------|
| Niveau1 | 0,01 | 4 | 0,04 | 0,008 | 0,1 | OK |
| RDC | 0,008 | 4 | 0,032 | 0,032 | 0,06 | OK |

Tableau 7. 8 : les déplacements relatifs selon y-y .

□ **Justification vis-à-vis de l’effort p- Δ (art 5.9 RPA99/2003) :**

Chapitre 07 : Etude sismique

Les effets du 2^o ordre (ou effets p- Δ) peuvent être négligés dans le cas de bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux :

$$\theta = \frac{pk * \Delta k}{Hk * Vk}$$

PK : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k".

$\xi (WGi + \beta Wqi)$ (5.9 page 55 RPA 99/2003).

Vk : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$$V_k = \xi^{1-k} f_i$$

Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau k-1.

hk : hauteur de l'étage "k"

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.20$ les effets p- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1 - \theta_k}$$

Sens x :

| Etage | Pk | Δk | Vk | hk | Θ | Etat |
|---------|----------|-------|---------|----|-------|------|
| Niveau1 | 10769,78 | 0,088 | 2264,09 | 10 | 0,042 | OK |
| RDC | 10020,31 | 0,38 | 1263,92 | 6 | 0,50 | OK |

Tableau 7. 9 : Vérification de l'effet p- Δ dans le sens x .

Chapitre 07 : Etude sismique

Sens-y :

| Etage | Pk | Δk | Vk | hk | Θ | Etat |
|---------|----------|------------|---------|----|----------|------|
| Niveau1 | 10769,78 | 0,008 | 2169,76 | 10 | 0.004 | OK |
| RDC | 10020,31 | 0,032 | 1211,26 | 6 | 0,04 | OK |

Tableau 7. 10 : vérification de l'effet p- Δ dans le sens y .

Donc les effets de 2em ordre sont négligés.

Chapitre 08 :

1. Introduction :

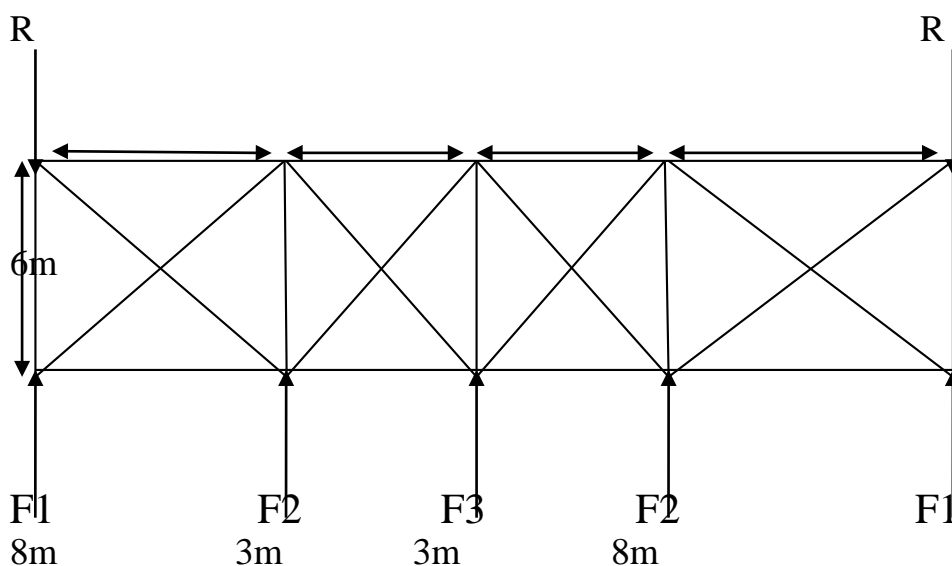
Les contreventements sont conçus pour reprendre les efforts du au vent, séisme, freinage longitudinal du pont roulant et pour les acheminer à la fondation. Ils sont disposés en toiture (poutre au vent) et en façade long pan (palée de stabilité).

2. Les différents types de contreventement :

2.1 Contreventement de toiture (poutre au vent) :

Les contreventements sont disposés suivant les versants des toitures. Ils sont placés souvent dans les travées de rive. Leur diagonal sont généralement des cornière double qui sont fixer sur la traverse. Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon à la fondation.

□ Evaluation des efforts horizontaux en tête de poteaux :



Chapitre 08 : Calcul des contreventements

Figure 8. 1 : poutre au vent.

D'après l'étude au vent la valeur de $V = w(z)$ est donnée (chapitre 2) :

$$D \dots cpe = +0.8$$

$$E \dots cpe = -0.3$$

La somme vectorielle des coefficients de pression :

$$\sum(Cpe - Cpi) = (CpeD + CpeE) = 0.8 + 0.3 = 1.1 \text{ Valeur}$$

de pression dynamique de pointe :

$$qp(z) = qref \times ce = 75.56 \text{ dan/m}^2$$

$$V = W(z) = qp(z) \times \sum(Cpe - Cpi) = 75.56 \times 1.1 = 80.11 \text{ dan/m}^2 \text{ La}$$

force de frottement pour la toiture :

$$Ffr = qp(z) \times Cfr \times Afr \quad \text{avec } Cfr = 0.04 \text{ coefficient de frottement}$$

- **Calcul de l'aire de frottement de la toiture :**

$$\text{Min}(2b ; 4h) = \text{Min}(2 \times 22.446 ; 4 \times 16.5) = 44.89 \text{ m}$$

$$Afr = (b/\cos\alpha) \times (d - \text{min}(2b ; 4h))$$

$$Afr = (22.446/\cos 12.5) \times (54.305 - 44.89) = 215.46 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où } Ffr = qp(z) \times Cfr \times Afr$$

$$Ffr = 75.56 \times 0.04 \times 215.46 = 651.2 \text{ dan}$$

- **Calcul des efforts horizontaux en tête des poteaux :**

$$F1 = \left(V \times \frac{h1}{2} \times \frac{b}{8} \right) = \left(80.11 \times \frac{14}{2} \times \frac{22.446}{8} \right) = 1573.38 \text{ dan}$$

$$F2 = \left(V \times \frac{h2}{2} \times \frac{b}{4} \right) = \left(80.11 \times \frac{15.77}{2} \times \frac{22.446}{4} \right) = 3544.6 \text{ dan}$$

$$F3 = \left(V \times \frac{h3}{2} \times \frac{b}{4} \right) = \left(80.11 \times \frac{16.5}{2} \times \frac{22.446}{4} \right) = 3708.68 \text{ dan}$$

- **Effort de traction dans les diagonal :**

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

$$F_d = \cos\Theta + F1 = R$$

$$\text{Avec : } R = \frac{2F1+2F2+F3}{2} = \frac{2(1573.38)+2(3544.6)+(3708.68)}{2} = 6972.32 \text{ dan}$$

$$\tan\Theta = \frac{8}{6} \dots \Theta = \arctan\frac{8}{6} = 53.13^\circ$$

$$\text{d'où } F_d = \frac{R-F1}{\cos\Theta} = \frac{6972.32-1573.38}{\cos 53.13} = 8998.2 \text{ dan}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times 8998.2 = 13497.3 \text{ dan}$$

R

- **Section de la diagonal :**

Chapitre 08 : Calcul des contreventements

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Fd

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{13497.3 \times 1.1}{2350} = 6.31 \text{ cm}^2$$

Ø

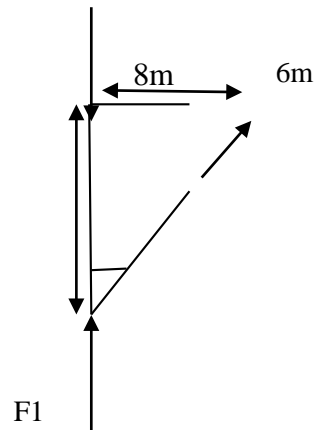
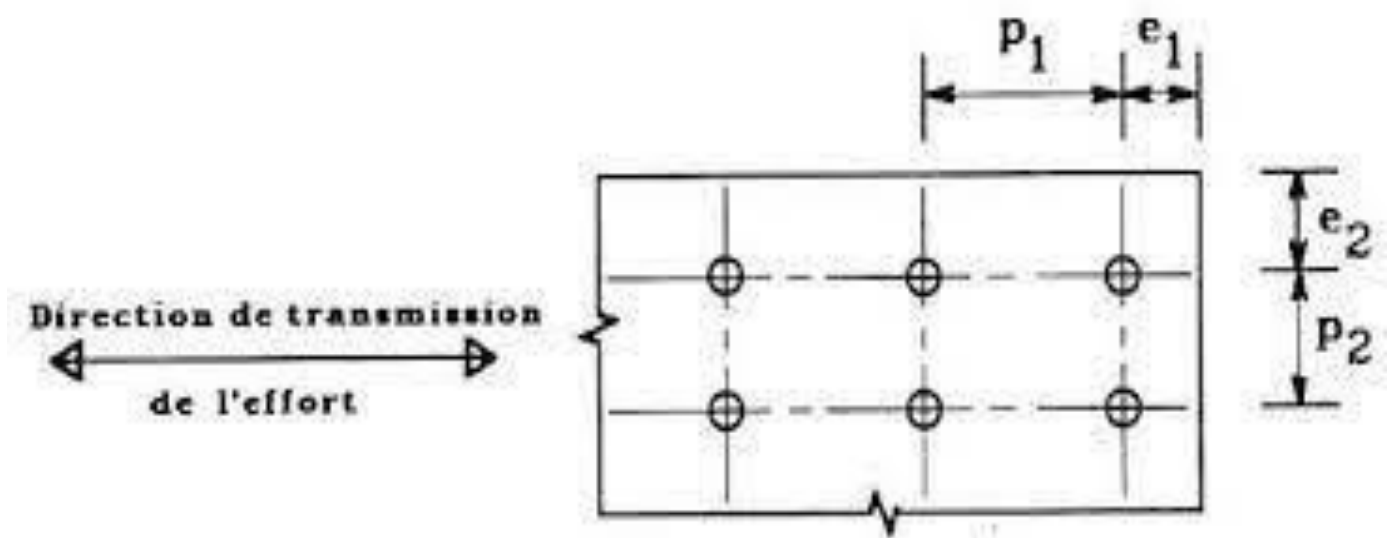


Figure 8. 2 : L'effort dans la diagonale d'extrémité 14 mm et trous de 16mm.

Pour des raisons pratique et de sécurité on opte pour une cornière de L 65×65×8 d'une section de $A=9.85\text{cm}^2$ avec un boulon de 14mm (Trous 15mm)

□ Section nette :

$$A_{\text{nette}} = A - t \times d_0 = 9.85 - 0.8 \times 1.5 = 8.65 \text{ cm}^2$$



Chapitre 08 : Calcul des contreventements

Figure 8. 3 : effort appliqué sur l'assemblage .

□ Vérification de la section à la résistance :

Cas de cornières assemblées par un seul ail, pour une attache avec deux boulons ou plus.

$$N_{u,rd} = \frac{\beta A_{net} f_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec β le coefficient minorateur donnée dans tableau suivant en fonction de l'entraxe p_1 des trous.

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

Tableau 8. 1 : coefficient minorateur.

Exemple :

attache de 3 boulon ou plus :

Chapitre 08 : Calcul des contreventements

$$\rho_1 = 100\text{mm} \quad ; \quad e_1 = 25\text{mm} \quad \rho_1 =$$

$$100\text{mm} \geq 5d_0 = 5 \times 15 = 75\text{mm} \quad \text{ou} \quad d_0 =$$

15mm : diamètre des trous (12 + 1)

$$\text{Donc} \quad \beta = \beta_3 = 0.7$$

$$N_{u,rd} = \frac{\beta A_{net} f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 8.65 \times 3600}{1.25} = 17438.4 \text{ dan}$$

$N_{sd} \leq N_{u,rd}$ vérifier

Conclusion :

Un cornier de **65 × 65 × 8** avec boulon **14mm** et des trous de **15mm** convient pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

- **Vérification des montante de la poutre au vent :**

Les montantes de la poutre au vent sont des pannes qui travaille a la flexion déviée sous l'action de charge verticales et on outre a la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne a flexion déviée composer.

- **Vérification de la section a la résistance :**

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

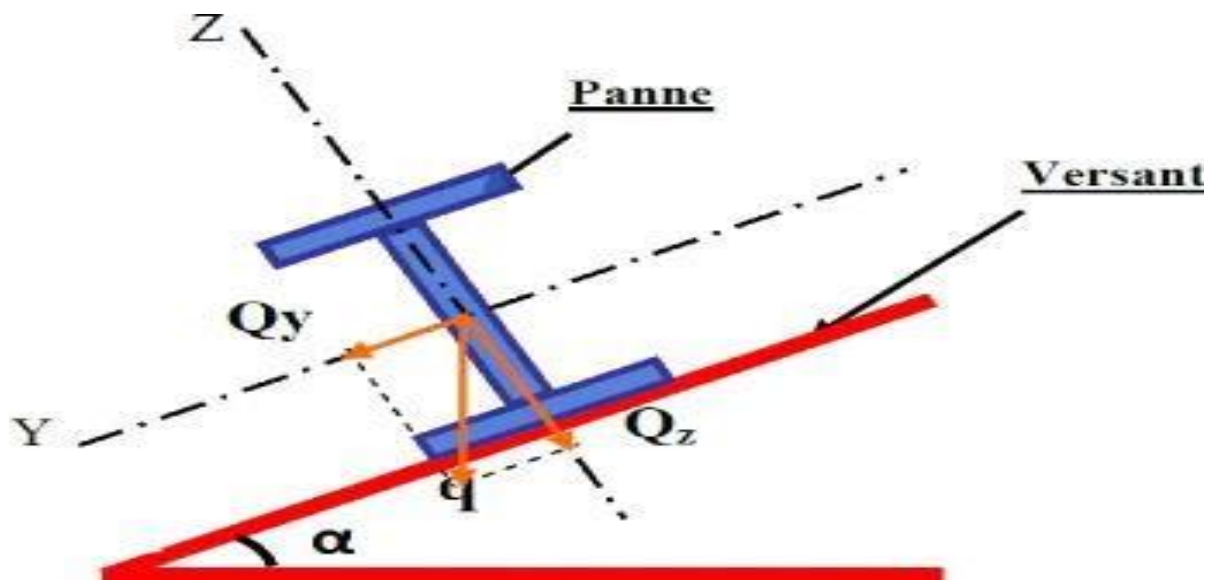


Figure 8. 4 : flexion déviée compose.

$$\alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n \text{ avec } \beta \geq 1$$

$$M_{nzrd} = M_{plzrd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$$M_{nyrd} = M_{plyrd} = \left[\frac{1-n}{1-0.5a} \right]$$

$$A_w = A - 2.b.t_f \text{ (air de l'ame) } n =$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \quad \alpha = \min(A_w/a ; 0.5)$$

□ **Charge et surcharge:(voir chapitre 3)**

$$G = 51.1 \text{ dan/ml}$$

$$N = 51.98 \text{ dan/ml}$$

$$V' = F_2 = 3544.6 \text{ dan/m}$$

Chapitre 08 : Calcul des contreventements

- **Combinaison de charge:**

$$Q_{sd} = 1.35G + 1.5Q = 1.35(51.1) + 1.5(51.98) = 146.95 \text{ dan/m}$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \cos \alpha = 143.46 \text{ dan/m}$$

$$M_{ysd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = 645.6 \text{ dan.m}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \sin \alpha = 31.9 \text{ dan/m}$$

$$M_{zsd} = \frac{q_y \times \left(\frac{l^2}{2}\right)}{8} = 35.88 \text{ dan.m}$$

$$N_{sd} = 1.5V' = 5316.9 \text{ dan}$$

- **Caractéristiques géométrique de l IPE 200:**

$$W_{ply} = 221 \text{ cm}^3 \qquad W_{plz} = 44.6 \text{ cm}^3$$

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{221 \times 23.5}{1.1} = 4721.36 \text{ dan.m}$$

$$M_{plzrd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{44.6 \times 23.5}{1.1} = 952.8 \text{ dan.m}$$

$$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{28.5 \times 2350}{1.1} = 60886.3 \text{ dan}$$

- **Incident de l'effort tranchant :**

$V_{sd} \leq 0.5V_{plrd}$ il n'y a pas d'interactions entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

- **Incident de l'effort normal :**

Chapitre 08 : Calcul des contreventements

Si $N_{sd} \leq \min(0.25N_{plrd}, 0.5A_w \cdot f_y / \gamma_{m0})$ il n'y a d'interaction entre le moment résistant et l'effort tranchant. $0.25N_{plrd} = 0.25 \times 60886.3 = 15221.5 \text{ dan}$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 28.5 - 2(10) \times 0.85 = 11.5 \text{ cm}^2$$

$$\frac{5A_w f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.5 \times 11.5 \times 2350}{1.1} = 12284.09 \text{ dan}$$

$$N_{sd} = 5316.9 \text{ dan} \leq \min(15221.5; 12284.09) = 12284.09 \text{ dan}$$

L'incident de l'effort normal sur le moment résistant peut être négligé.

Pas de réduction des moments de résistance plastiques

$$\left(\frac{M_{y_{sd}}}{M_{p_{lyrd}}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z_{sd}}}{M_{p_{lzrd}}}\right)^\beta \leq 1$$

$$\text{Ou } \beta = 5 \frac{N_{sd}}{N_{plrd}} = 0.087 \text{ on prend } \beta = 1$$

$$\left(\frac{645.6}{4721.36}\right)^2 + \left(\frac{35.88}{952.8}\right)^1 = 0.056 \leq 1 \dots\dots\dots \text{ Verifier}$$

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

Déversement : flambement latérale de l'élément + rotation de la section transversale

- **Combinaison a l'ELU:(voir calcule des panne)**

$$M_{y_{sd}} = 1559.17 \text{ dan.m}$$

$$M_{z_{sd}} = 86.77 \text{ dan.m}$$

Chapitre 08 : Calcul des contreventements

$$V' = F2 = 3544.6 \text{ dan}$$

$$N_{sd} = 1.5V' = 5316.9 \text{ dan}$$

- **Les formules de vérification aux instabilités :**

$$\frac{N_{sd}}{N_{byrd}} + K_{yy} \frac{M_{ysd}}{M_{brd}} + K_{yz} \frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{bzrd}} + K_{zy} \frac{M_{ysd}}{M_{brd}} + K_{zz} \frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} \leq 1$$

- **Resistance au flambement par rapport a l'axe yy:**

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{8.26} = 72.63 \quad ; \quad \lambda_b = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{72.63}{93.9} = 0.77$$

$$h/b = 200/100 = 2 \geq 1.2$$

axe de flambement y-ycourbe de flambement a : $\alpha_y = 0.21$

$$\chi_y = 0.8124$$

$$N_{byrd} = \chi_y \times N_{plrd} = 0.8124 \times 60886.3 = 49464 \text{ dan}$$

- **Resistance au flambement par rapport a l'axe faible zz :**

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{300}{2.24} = 133.9 \quad ; \quad \lambda_b = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{133.9}{93.9} = 1.42$$

$$h/b = 200/100 = 2 \geq 1.2$$

axe de flambement z-zcourbe de flambement b : $\alpha_z = 0.34$

$$\chi_z = 0.3734$$

Chapitre 08 : Calcul des contreventements

$$N_{bzd} = \chi_z \times N_{plrd} = 0.3734 \times 60886.3 = 22734.9 \text{ dan}$$

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

$$h/b = 200/100 = 2 \leq 2 \text{ courbe de déversement a : } \alpha_{LT} = 0.21$$

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{L}{i_z}}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L}{i_z} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{600}{2.24}}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{600}{\frac{2.24}{0.85}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 152.23$$

$$\lambda_b = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} = \frac{152.23}{93.9} = 1.62$$

$$\text{d'ou } \chi_{lt} = 0.3261$$

$$M_{brd} = \chi_{lt} \times M_{plyrd} = 0.3261 \times 4721.36 = 1539.63 \text{ dan.m}$$

- **Coefficient d'interaction K avec risque de déversement (annexe B Eurocode 3) :**

C_{my}, C_{mz}, C_{m1t} sont les facteurs de moment équivalant pour tenir compte de la forme du diagramme du moment fléchissant entre les points de maintien latéraux

Charge uniformément répartie : $C_{my} = C_{mz} = C_{m1t} = 0.95$

Chapitre 08 : Calcul des contreventements

$$N_{sd} = 1.5V' = 5316.9 \text{ dan}$$

$$K_{yy} = \min \left[c_{my} \left(1 + [\lambda b - 0.2] \times \frac{N_{sd}}{N_{byrd}} \right) \right]; c_{my} \left(1 + 0.8 \frac{N_{sd}}{N_{brd}} \right)$$

$$K_{yy} = \min \left[0.95 \left(1 + [0.77 - 0.2] \times \frac{5316.9}{49464} \right) \right]; 0.95 \left(1 + 0.8 \frac{5316.9}{49464} \right)$$

$$K_{yy} = \min(1.007 ; 1.03) = 1.007$$

$$K_{zy} = \max \left(1 - \frac{0.1 \lambda b z}{c_{mlt-0.25}} \times \frac{N_{sd}}{N_{bzdr}} \right); \left(1 - \frac{0.1}{c_{mlt-0.25}} \times \frac{N_{sd}}{N_{bzrd}} \right)$$

$$K_{zy} = \max \left(1 - \frac{0.1 \times 1.42}{0.95-0.25} \times \frac{5316.9}{22734.9} \right); \left(1 - \frac{0.1}{0.95-0.25} \times \frac{5316.9}{22734.9} \right)$$

$$K_{zy} = \max(0.95; 0.96) = 0.96$$

$$K_{zz} = \min \left[c_{mz} \left(1 + [2\lambda b - 0.6] \times \frac{N_{sd}}{N_{bzrd}} \right) \right]; c_{mz} \left(1 + 1.4 \frac{N_{sd}}{N_{brd}} \right)$$

$$K_{zz} = \min \left[0.95 \left(1 + [2 \times 1.42 - 0.6] \times \frac{5316.9}{22734.9} \right) \right]; 0.95 \left(1 + 1.4 \frac{5316.9}{22734.9} \right)$$

$$K_{zz} = \min(1.44 ; 1.26) = 1.26$$

$$K_{yz} = 0.6 K_{zz}$$

$$K_{yz} = 0.6 \times 1.26 = 0.756$$

- Vérification par rapport à l'axe fort yy :

Chapitre 08 : Calcul des contreventements

$$\frac{Nsd}{Nbyrd} + K_{yy} \frac{Mysd}{Mbrd} + K_{yz} \frac{Mzsd}{Mplzrd} \leq 1$$

$$\frac{5316.9}{49464} + 1.007 \frac{1559.17 \text{ dan}}{1539.63} + 0.756 \frac{86.77}{952.8} = 1.00 \leq 1 \dots\dots \text{ Verifier}$$

- **Vérification par rapport à l'axe faible zz :**

$$\frac{Nsd}{Nbzrd} + K_{zy} \frac{Mysd}{Mbrd} + K_{zz} \frac{Mzsd}{Mplzrd} \leq 1$$

$$\frac{5316.9}{22734.9} + 0.96 \frac{1559.17}{1539.63} + 1.26 \frac{86.77}{952.8} = 0.99 \leq 1 \dots\dots\dots \text{ Verifier}$$

Conclusion :

Le profiler choisi **IPE200** est adéquate comme montant de la poutre au vent.

2.2 Calcul de la palée de stabilité en long pan :

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

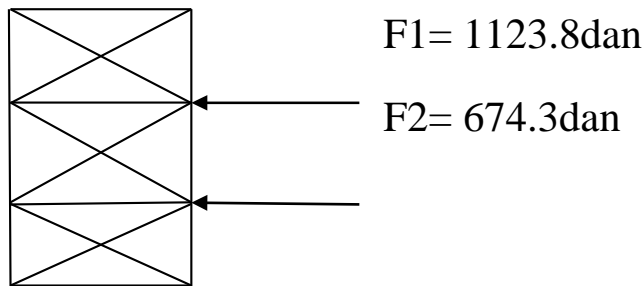


Figure 8. 5 : la palée de stabilité.

2.2.1 Calcul d'effort de traction dans la diagonal tendue :

On opte pour la méthode des nœuds (système treillis).

$$R_a + R_b = F_1 + F_2 = 1798.1 \text{ dan}$$

$$\sum M/B = -R_a \times 6 + F_1 \times 10 + F_2 \times 6$$

$$R_a = \frac{F_1 \times 6 + F_2 \times 6}{10} = \frac{1123.8 \times 6 + 674.3 \times 6}{10} = 1078.8 \text{ dan}$$

$$R_b = 1798.1 - 1078.8 = 719.3 \text{ dan}$$

Noeud 1:

$$\sum f/x \quad N_1 = -F_1 = -1123.8$$

$$\sum f/y \quad N_2 = 0$$

Noeud 2:

$$\sum f/x \quad -R_a + N_1 + N_4 \cos \alpha = 0$$

$$N_4 = \frac{R_a - N_1}{\cos \alpha} = \frac{1078.8 + 1123.8}{\cos 45} = 3114.9 \text{ dan}$$

$$\sum f/y \quad -N_3 + N_4 \sin \alpha = 0$$

$$N_3 = N_4 \sin \alpha = 3114.9 \sin 45 = 2202.5 \text{ dan}$$

Chapitre 08 : Calcul des contreventements

Noeud3:

$$\sum f/x \quad N5 + F2 + N4 \cos \alpha = 0$$

$$N5 = -F2 - N4 \cos 36.73 = -674.3 - 3114.9 \cos 36.73 = -3170.7 \text{ dan}$$

$$\sum f/y \quad -N6 + N4 \sin \alpha = 0$$

$$N6 = N4 \sin \alpha = 3114.9 \sin 45 = 2202.5 \text{ dan}$$

Noeud 4:

$$\sum f/x \quad N5 + N8 \cos \alpha = 0$$

$$N8 = \frac{-N5}{\cos 45} = \frac{3170.7}{\cos 45} = 4484.04 \text{ dan}$$

On prend $N8 = 4484.04 \text{ dan}$

$$N_{sd} = 1.5 \times 4484.04 = 6726.06 \text{ dan}$$

• Calcul de la section de la diagonale :

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{23.5} = \frac{6726 \times 1.1}{2350} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Chapitre 08 : Calcul des contreventements

On opte pour des **UPN 65** d'une section de **9.03cm²** un boulon de 14mm et un trou de 15mm

- **Section nette :**

$$A_{net} = 9.03 - 0.75 \times 1.5 = 7.9 \text{cm}^2$$

2.2.2 Vérification a la résistance ultime de la section nette :

$$\rho_1 = 100 \text{mm} \quad ; \quad e_1 = 25 \text{mm} \quad \rho_1 =$$

$$100 \text{mm} \geq 5d_0 = 5 \times 15 = 75 \text{mm} \quad \text{ou} \quad d_0 =$$

15mm : diamètre des trous (12 + 1)

$$\text{Donc} \quad \beta = \beta_3 = 0.7$$

$$N_{u,rd} = \frac{\beta A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.7 \times 7.9 \times 3600}{1.25} = 15926.4 \text{ dan}$$

$N_{sd} \leq N_{u,rd}$ Verifier

Conclusion :

Le profiler UPN65 avec un boulon de 14mm et un trou de 15mm convient pour les diagonales de palée de stabilité.

Chapitre 09 :

Vérification de l'ossatures

1. Introduction :

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles [CCM 97], et la Vérification est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique, et des charges verticales, Ces combinaisons sont faites sur la base des règlements en vigueur.

2. Vérification de la poutre principale HEM 400 :

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: *383 Arbalétrier_CM66_383* **POINT:** *7*

COORDONNEE: *x = 0.30 L = 3.30 m*

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 plancher 1 (1+8)*1.35+10*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa

Chapitre 09 : Vérification de l'ossatures



PARAMETRES DE LA SECTION: HEM 400 poutr

| | | |
|-------------|--------------------------------|---|
| $h=43.2$ cm | $gM0=1.00$ | $gM1=1.00$ |
| $b=30.7$ cm | $Ay=263.20$ cm ² | $Az=110.18$ cm ² $Ax=325.78$ cm ² |
| $tw=2.1$ cm | $Iy=104119.00$ cm ⁴ | $Iz=19335.50$ cm ⁴ |
| | $Ix=1519.38$ cm ⁴ | |
| $tf=4.0$ cm | $Wply=5570.62$ cm ³ | $Wplz=1934.13$ cm ³ |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | |
|-------------------------|---------------------------|-------------------------|
| $N,Ed = 1.16$ kN | $My,Ed = -95.95$ kN*m | $Mz,Ed = -0.03$ kN*m |
| | $Vy,Ed = -0.02$ kN | |
| $Nc,Rd = 7655.83$ kN | $My,pl,Rd = 1309.10$ kN*m | $Vy,T,Rd = 3571.01$ kN |
| | $Mz,pl,Rd = 454.52$ kN*m | |
| $Nb,Rd = 7655.83$ kN | $My,c,Rd = 1309.10$ kN*m | $Vz,Ed = -500.94$ kN |
| $Mz,c,Rd = 454.52$ kN*m | | |
| | $MN,y,Rd = 1309.10$ kN*m | $MN,z,Rd = 454.52$ kN*m |
| | $Vz,T,Rd = 1494.89$ kN | |
| | | $Tt,Ed = 0.00$ kN*m |

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

-

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^1 = 0.01 < 1.00 \\ (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.34 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(\sigma_y/(\sqrt{3})\sigma_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(\sigma_y/(\sqrt{3})\sigma_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Profil correct !!!

3. Vérification de la poutre secondaire IPE 220 :

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: 420 Arbalétrier_CM66_420

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

Chapitre 09 : Vérification de l'ossatures

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 plancher 1 (1+8)*1.35+10*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: ipe 220 ps h=22.0

cm $g_{M0}=1.00$ $g_{M1}=1.00$

$b=11.0$ cm $A_y=22.89$ cm² $A_z=15.88$ cm² $A_x=33.37$ cm²

$t_w=0.6$ cm $I_y=2771.84$ cm⁴ $I_z=204.89$ cm⁴ $I_x=9.11$ cm⁴

$t_f=0.9$ cm $W_{ply}=285.41$ cm³ $W_{plz}=58.11$

cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -18.53$ kN $M_{y,Ed} = -1.04$ kN*m $M_{z,Ed} = -0.01$ kN*m

$V_{y,Ed} = -0.00$ kN

$N_{t,Rd} = 784.19$ kN $M_{y,pl,Rd} = 67.07$ kN*m

$M_{z,pl,Rd} = 13.66$ kN*m $V_{y,c,Rd} = 310.59$

kN

$M_{y,c,Rd} = 67.07$ kN*m $M_{z,c,Rd} = 13.66$

kN*m

$V_{z,Ed} = 1.04$ kN

$M_{N,y,Rd} = 67.07$ kN*m $M_{N,z,Rd} = 13.66$

kN*m

$V_{z,c,Rd} = 215.47$ kN

Classe de la

section = 1

 PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y: en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{t,Rd} / N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Rd} / M_{y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Rd} / M_{z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00$$

(6.2.9.1.(6))

$$V_{y,Rd} / V_{y,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Rd} / V_{z,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Profil correct !!!

4. Vérification des poteaux :

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 琥 ||n

POINT: 1

COORDONNEE: x

Chapitre 09 : Vérification de l'ossatures

$$= 0.00 \text{ L} = 0.00 \text{ m}$$

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 plancher 1 (1+8)*1.35+10*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEM 450 pot

| | | | |
|---------------------|--------------------------------|---------------------------|-----------------------------|
| $h=47.8 \text{ cm}$ | $gM0=1.00$ | $gM1=1.00$ | |
| $b=30.7 \text{ cm}$ | $A_y=263.20 \text{ cm}^2$ | $A_z=119.84 \text{ cm}^2$ | $A_x=335.44 \text{ cm}^2$ |
| $tw=2.1 \text{ cm}$ | $I_y=131484.00 \text{ cm}^4$ | | $I_z=19339.10 \text{ cm}^4$ |
| | $I_x=1533.58 \text{ cm}^4$ | | |
| $tf=4.0 \text{ cm}$ | $W_{ply}=6331.02 \text{ cm}^3$ | | $W_{plz}=1939.20$ |
| cm^3 | | | |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

| | | | |
|--|--|---|-----------------------------------|
| $N_{,Ed} = 1188.61 \text{ kN}$ | $M_{y,Ed} = -1.32 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $M_{z,Ed} = -0.22 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | |
| $V_{y,Ed} = -0.57 \text{ kN}$ | | | |
| $N_{c,Rd} = 7882.84 \text{ kN}$ | $M_{y,Ed,max} = -1.32 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $M_{z,Ed,max} = 6.43 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $V_{y,T,Rd} = 3571.02 \text{ kN}$ |
| $N_{b,Rd} = 7234.64 \text{ kN}$ | $M_{y,c,Rd} = 1487.79 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $M_{z,c,Rd} = 455.71 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $V_{z,Ed} = 2.27 \text{ kN}$ |
| $M_{N,y,Rd} = 1458.81 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $M_{N,z,Rd} = 455.71 \text{ kN}\cdot\text{m}$ | $V_{z,T,Rd} = 1625.95 \text{ kN}$ | |

Chapitre 09 : Vérification de l'ossatures

$$M_{b,Rd} = 1298.62 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$T_{t,Ed} = 0.00$$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$$z = 0.00$$

$$M_{cr} = 4545.22 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Courbe,LT -

$$X_{LT} = 0.87$$

$$L_{cr,low} = 6.00 \text{ m} \quad \lambda_{m,LT} = 0.57 \quad \eta_{LT} = 0.72$$

$$X_{LT,mod} = 0.87$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$$L_y = 6.00 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,y} = 0.16$$

$$L_z = 6.00 \text{ m}$$

$$\lambda_{m,z} = 0.42$$

$$L_{cr,y} = 3.00 \text{ m} \quad X_y = 1.00$$

$$L_{cr,z} = 3.00 \text{ m}$$

$$X_z = 0.92$$

$$\lambda_{my} = 15.15 \quad k_{zy} = 0.51$$

$$\lambda_{mz} = 39.51$$

$$k_{zz} = 0.71$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.15 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00$$

(6.2.9.1.(6))

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(\sigma_y/(\sqrt{3})\sigma_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(\sigma_y/(\sqrt{3})\sigma_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 15.15 < \lambda_{max} = 210.00$$

$$\lambda_{z} = 39.51 <$$

$$\lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y*N_{,Rk}/gM1) + k_{yy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.16 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z*N_{,Rk}/gM1) + k_{zy}*M_{y,Ed,max}/(XLT*M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}*M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.17 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

----- *Profil correct !!!*

5. Vérification de système de contreventement :

Les contreventements par palées de stabilité sont tendus ou comprimés, il faut donc faire les Vérifications à la compression simple et à la traction.

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: *927 Arbalétrier_CM66_927* **POINT:** *1*

COORDONNEE: *x = 0.00 L = 0.00 m*

CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 18 pignon (1+8)*1.35+6*1.50*

Chapitre 09 : Vérification de l'ossatures

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 180

$h=18.0$ cm $gM0=1.00$ $gM1=1.00$
 $b=7.0$ cm $A_y=17.02$ cm² $A_z=14.59$ cm² $A_x=27.90$ cm²
 $tw=0.8$ cm $I_y=1350.00$ cm⁴ $I_z=114.00$ cm⁴ $I_x=9.55$ cm⁴
 $tf=1.1$ cm $W_{ply}=179.00$ cm³ $W_{plz}=42.90$
cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N,Ed = -9.80$ kN $M_y,Ed = -1.07$ kN*m $M_z,Ed = -0.10$ kN*m

$V_y,Ed = -0.02$ kN

$N_{t,Rd} = 655.65$ kN $M_{y,pl,Rd} = 42.07$ kN*m

$M_{z,pl,Rd} = 10.08$ kN*m $V_{y,T,Rd} =$

230.89 kN

$M_{y,c,Rd} = 42.07$ kN*m $M_{z,c,Rd} = 10.08$

kN*m $V_{z,Ed} = 0.87$ kN

$M_{N,y,Rd} = 42.06$ kN*m $M_{N,z,Rd} = 10.08$

kN*m $V_{z,T,Rd} = 197.94$ kN

$T_{t,Ed} = -0.00$

kN*m

Classe de la

section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

-

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.03 < 1.00$$

(6.2.9.1.(6))

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\sigma_{y,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\sigma_{z,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

correct!!!

Profil

6. Verification des traverse:

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

Chapitre 09 : Vérification de l'ossatures

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3:*

Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: 21 *Arbalétrier_CM66_21* **POINT:** 1

COORDONNEE: *x = 0.00 L = 0.00 m*

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 12 COMB1 (1+7)*1.35+9*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEM 300

| | | | |
|-------------|-----------------------------------|-----------------------------|-----------------------------------|
| $h=34.0$ cm | $gM0=1.00$ | $gM1=1.00$ | |
| $b=31.0$ cm | $A_y=259.40$ cm ² | $A_z=90.53$ cm ² | $A_x=303.08$ cm ² |
| $tw=2.1$ cm | $I_y=59201.00$ cm ⁴ | | $I_z=19403.10$ cm ⁴ |
| | $I_x=1412.20$ cm ⁴ | | |
| $tf=3.9$ cm | $W_{ply}=4077.67$ cm ³ | | $W_{plz}=1913.18$ cm ³ |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

Chapitre 09 : Vérification de l'ossatures

$$N_{,Ed} = 56.84 \text{ kN} \quad M_{y,Ed} = -112.07 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{z,Ed} = -0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{y,Ed} = 0.03 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} = 7122.38 \text{ kN} \quad M_{y,Ed,max} = -148.83 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{z,Ed,max} = -3.68 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad V_{y,T,Rd} = 3513.33 \text{ kN}$$

$$N_{b,Rd} = 4936.89 \text{ kN} \quad M_{y,c,Rd} = 958.25 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{z,c,Rd}$$

$$= 449.60 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad V_{z,Ed} = 58.32 \text{ kN}$$

$$M_{N,y,Rd} = 958.25 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{N,z,Rd} = 449.60 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$V_{z,T,Rd} = 1227.13 \text{ kN}$$

$$M_{b,Rd} = 838.23 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad T_{t,Ed} = -0.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$$z = 0.00 \quad M_{cr} = 2207.13 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \text{Courbe,LT} = -$$

$$X_{LT} = 0.84$$

$$L_{cr,low} = 11.28 \text{ m} \quad \lambda_{m_LT} = 0.66 \quad \eta_{LT} = 0.78 \quad X_{LT,mod} = 0.87$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:  en z: 

$$L_y = 11.28 \text{ m} \quad \lambda_{m_y} = 0.43 \quad L_z = 11.28 \text{ m} \quad \lambda_{m_z} = 0.75$$

$$L_{cr,y} = 5.64 \text{ m} \quad X_y = 0.91 \quad L_{cr,z} = 5.64 \text{ m} \quad X_z = 0.69$$

$$L_{m_y} = 40.36 \quad k_{yy} = 0.99 \quad L_{m_z} = 70.49 \quad k_{yz} = 0.58$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.01 < 1.00$$

$$(6.2.9.1.(6))$$

Chapitre 09 : Vérification de l'ossatures

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\sigma_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\sigma_x/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 40.36 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 70.49 <$$

$$\lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.19 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.11 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

----- ***Profil correct !!!***

7. Verification des panes:

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: 866 Arbalétrier_CM66_866

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 1.00$ $L = 6.00$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 15 toitur 3 $4*1.50+(1+7)*1.35$

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 200 panne

$h=20.0$ cm $gM0=1.00$ $gM1=1.00$
 $b=10.0$ cm $A_y=19.58$ cm² $A_z=14.00$ cm² $A_x=28.48$ cm²
 $tw=0.6$ cm $I_y=1943.17$ cm⁴ $I_z=142.37$ cm⁴ $I_x=7.02$ cm⁴
 $tf=0.9$ cm $W_{ply}=220.64$ cm³ $W_{plz}=44.61$
cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = -0.56$ kN $M_{y,Ed} = 10.35$ kN*m $M_{z,Ed} = 0.01$ kN*m
 $V_{y,Ed} = -0.00$ kN
 $N_{t,Rd} = 669.28$ kN $M_{y,pl,Rd} = 51.85$ kN*m
 $M_{z,pl,Rd} = 10.48$ kN*m $V_{y,T,Rd} =$
 265.60 kN
 $M_{y,c,Rd} = 51.85$ kN*m $M_{z,c,Rd} = 10.48$
kN*m $V_{z,Ed} = 8.80$ kN
 $MN_{,y,Rd} = 51.85$ kN*m $MN_{,z,Rd} = 10.48$

Chapitre 09 : Vérification de l'ossatures

kN*m $V_{z,T,Rd} = 189.89 \text{ kN}$
 $M_{b,Rd} = 19.92 \text{ kN*m}$ $T_{t,Ed} = 0.00$
kN*m
Classe de la
section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$ $M_{cr} = 23.08 \text{ kN*m}$ Courbe,LT -
 $X_{LT} = 0.38$
 $L_{cr,upp} = 6.00 \text{ m}$ $L_{am_LT} = 1.50$ $f_{i,LT} = 1.73$ $X_{LT,mod} = 0.38$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.04 < 1.00$$

(6.2.9.1.(6))

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,tz,Ed}/(\tau_{y,tz}/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,tz,Ed}/(\tau_{z,tz}/(\sqrt{3}) \cdot g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.52 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

----- *Profil correct !!!*

8. Verification des solives:

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: *624 Arbalétrier_CM66_624*

POINT: *7*

COORDONNEE: $x = 1.00$ $L = 6.00$ m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 plancher 1 $(1+8)*1.35+10*1.50$

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: ipe 220 solive

$h=22.0$ cm $gM0=1.00$ $gM1=1.00$
 $b=11.0$ cm $A_y=22.89$ cm² $A_z=15.88$ cm² $A_x=33.37$ cm²
 $t_w=0.6$ cm $I_y=2771.84$ cm⁴ $I_z=204.89$ cm⁴ $I_x=9.11$ cm⁴
 $t_f=0.9$ cm $W_{ply}=285.41$ cm³ $W_{plz}=58.11$
cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 0.05$ kN $M_{y,Ed} = -52.47$ kN*m $M_{z,Ed} = -0.00$ kN*m
 $V_{y,Ed} = 0.00$ kN

$N_{c,Rd} = 784.19$ kN $M_{y,pl,Rd} = 67.07$ kN*m $M_{z,pl,Rd} = 13.66$ kN*m
 $V_{y,c,Rd} = 310.59$ kN

$N_{b,Rd} = 784.19$ kN $M_{y,c,Rd} = 67.07$ kN*m $M_{z,c,Rd} = 13.66$ kN*m
 $V_{z,Ed} = -50.06$ kN

$MN_{,y,Rd} = 67.07$ kN*m $MN_{,z,Rd} = 13.66$ kN*m $V_{z,c,Rd} = 215.47$ kN

Classe de la section = 1

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y: en z:

-

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^1 = 0.61 < 1.00$$

(6.2.9.1.(6))

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.23 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Profil correct !!!

9. Vérification des lisse cote pignon:

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

Chapitre 09 : Vérification de l'ossatures

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3:*

Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

FAMILLE:

PIECE: *373 Arbalétrier_CM66_373* **POINT:** *7*

COORDONNEE: *x = 0.73 L = 8.00 m*

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 18 pignon (1+8)*1.35+6*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 180 lisse

| | | |
|--------------|----------------------------------|---|
| $h=18.0$ cm | $gM0=1.00$ | $gM1=1.00$ |
| $b=9.1$ cm | $A_y=16.21$ cm ² | $A_z=11.25$ cm ² $A_x=23.95$ cm ² |
| $t_w=0.5$ cm | $I_y=1316.96$ cm ⁴ | $I_z=100.85$ cm ⁴ $I_x=4.81$ cm ⁴ |
| $t_f=0.8$ cm | $W_{ply}=166.41$ cm ³ | $W_{plz}=34.60$ cm ³ |

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES: $N_{,Ed} =$

0.21 kN $M_{y,Ed} = 0.88$ kN*m $M_{z,Ed} = 1.32$ kN*m $V_{y,Ed} = -1.00$ kN

$N_{c,Rd} = 562.83$ kN $M_{y,Ed,max} = 0.88$ kN*m

$M_{z,Ed,max} = 1.33$ kN*m $V_{y,T,Rd} = 219.96$ kN

Chapitre 09 : Vérification de l'ossatures

$$\begin{aligned} N_{b,Rd} &= 562.83 \text{ kN} & M_{y,c,Rd} &= 39.11 \text{ kN}\cdot\text{m} & M_{z,c,Rd} &= 8.13 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ V_{z,Ed} &= 0.16 \text{ kN} \\ M_{N,y,Rd} &= 39.11 \text{ kN}\cdot\text{m} & M_{N,z,Rd} &= 8.13 \text{ kN}\cdot\text{m} & V_{z,T,Rd} &= 152.69 \text{ kN} \\ M_{b,Rd} &= 9.33 \text{ kN}\cdot\text{m} & T_{t,Ed} &= 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ & \text{Classe de la section} & & = 1 \end{aligned}$$



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$$\begin{aligned} z &= 0.00 & M_{cr} &= 9.33 \text{ kN}\cdot\text{m} & \text{Courbe,LT} &= - \\ & & X_{LT} &= 0.24 \\ L_{cr,upp} &= 11.00 \text{ m} & \lambda_{m,LT} &= 2.05 & \text{fi,LT} &= 2.59 & X_{LT,mod} &= 0.24 \end{aligned}$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$$k_{yy} = 1.00$$

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.16 < 1.00$$

$$(6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\sigma_y/(\sqrt{3})\cdot\sigma_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\sigma_z/(\sqrt{3})\cdot\sigma_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.26 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.26 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

----- *Profil correct !!!*

10. Vérification des lisses cote long pond :

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: *210 Arbalétrier_CM66_210* **POINT:** *7*

COORDONNEE: *x = 1.00 L = 6.00 m*

CHARGEMENTS:

*Cas de charge décisif: 17 long pan (1+8)*1.35+5*1.50*

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 180 lisse

$h=18.0$ cm $gM0=1.00$ $gM1=1.00$
 $b=9.1$ cm $Ay=16.21$ cm² $Az=11.25$ cm² $Ax=23.95$ cm²
 $tw=0.5$ cm $Iy=1316.96$ cm⁴ $Iz=100.85$ cm⁴ $Ix=4.81$ cm⁴
 $tf=0.8$ cm $Wply=166.41$ cm³ $Wplz=34.60$
cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES: $N_{,Ed} = 0.28$ kN $M_{y,Ed} = -0.03$ kN*m $M_{z,Ed} = 0.75$ kN*m $V_{y,Ed} = -0.75$ kN

$N_{c,Rd} = 562.83$ kN $M_{y,Ed,max} = -0.03$ kN*m

$M_{z,Ed,max} = 0.75$ kN*m $V_{y,T,Rd} = 219.96$ kN

$N_{b,Rd} = 562.83$ kN $M_{y,c,Rd} = 39.11$ kN*m $M_{z,c,Rd} = 8.13$ kN*m $V_{z,Ed} = -0.01$ kN

$MN_{,y,Rd} = 39.11$ kN*m $MN_{,z,Rd} = 8.13$ kN*m $V_{z,T,Rd} = 152.69$ kN

$M_{b,Rd} = 27.75$ kN*m $T_{t,Ed} = 0.00$ kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 0.00$ $M_{cr} = 36.72$ kN*m Courbe,LT -
 $X_{LT} = 0.61$

$L_{cr,low} = 6.00$ m $Lam_{LT} = 1.03$ fi,LT = 1.15 $X_{LT,mod} = 0.71$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

Chapitre 09 : Vérification de l'ossatures



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

-

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^1 = 0.09 < 1.00$$

(6.2.9.1.(6))

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(\sigma_{fy}/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(\sigma_{fy}/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.09 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.09 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

----- **Profil correct !!!**

Chapitre 10 :

**C
a
l
c
u
l**

1. Introduction

Après avoir présenté les composants métalliques dans leur conception et leur dimensionnement, nous intéressons ici à la liaison ou la continuité de ces composants. Pour réaliser une ossature métallique, les composants élémentaires « poutre, poteaux, barre » doivent être réalisés entre eux par des dispositifs particuliers appelés assemblages. Les assemblages sont définis en fonction du mode de liaison retenus « par soudure ou par boulons » de la géométrie des pièces à attacher, et des efforts à transmettre d'une pièce à l'autre.

2. Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- ✓ Les assemblages soudés.
- ✓ Les assemblages boulonnés.
- ✓ Les assemblages rivetés. ✓ Les assemblages collés.

Dans notre étude, l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

3. Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale) :

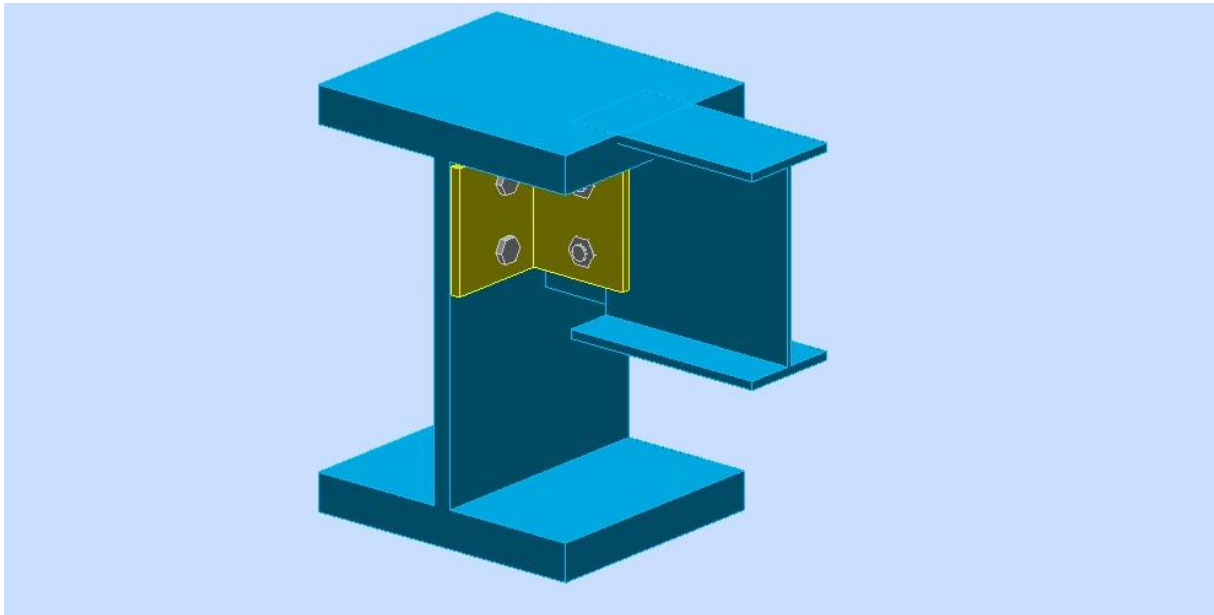


Figure 10. 1 : Assemblage poutre-poutre (solive-poutre principale) .



Autodesk Robot Structural Analysis
Professional 2014

Calcul de l'assemblage par cornières CM
66 - Revue construction métallique n° 2 -
juin 1976 (NT 84)

OK

Ratio
0,17

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$t_f = 40$ [m Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale]
 $= 27$ [m Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale]

$A = 325,78$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale

$I_y = 104119,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau: ACIER

$\sigma_e = 235,00$ [MPa] Résistance

➤ Poutre portée

Profilé: IPE 220

$\alpha_2 = 0,0$ [De] Angle d'inclinaison

$h_b = 220$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_{fb} = 110$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

] poutre

$t_{fb} =$ 9 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la

] poutre

12 [mm] Rayon de congé de la section de la

$r_b =$] poutre

A_b [cm²

= 33,37] Aire de la section de la poutre

I_{yb} [cm⁴

= 2771,84] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER

$\sigma_{eb} =$ 235,00 [MPa] Résistance

➤ Encoche de la poutre portée

$h_1 = 20$ [mm] Encoche supérieur $h_2 = 20$

[mm] Encoche inférieure $l = 75$

[mm] Longueur de l'encoche

➤ Cornière

Profilé: CAE 120x10

α_3 [Deg

= 0,0 Angle d'inclinaison

]

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$$\begin{aligned} h_c &= 120 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de la section de la cornière} \\ b_c &= 120 \text{ [mm]} \text{ Largeur de la section de la cornière} \\ t_c &= 10 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur de l'aile de la section de la cornière} \\ r_c &= 13 \text{ [mm]} \text{ Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière} \\ L_c &= 130 \text{ [mm]} \text{ Longueur de la cornière} \end{aligned}$$

Matériau: ACIER

$$\sigma_c = 235,00 \text{ [MPa]} \text{ Résistance}$$

➤ Boulons

- **Boulons assemblant la cornière à la poutre porteuse**

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

Classe = 10.9 Classe du boulon

$$d' = 14 \text{ [mm]} \text{ Diamètre du boulon}$$

$$A'_s = 1,15 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace du boulon}$$

$$A'_v = 1,54 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du boulon}$$

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$f'_y = 670,00$ [MPa] Limite de plasticité

$f'_u = 1000,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction

$n' = 2,00$ Nombre de rangées des boulons

$h'_1 = 30$ [mm] Niveau du premier boulon

• **Boulons assemblant la cornière à la poutre portée**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du

boulon

Classe

= 4.8 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon

$f_y = 280,00$ [MPa] Limite de plasticité

$f_u = 400,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction

$n = 2,00$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 30$ [mm] Niveau du premier boulon

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$T = 10,00$ [kN] Effort tranchant

RESULTATS

- **Boulons** cisaillement des boulons (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 1.3 * n * A_v * f_y / \sqrt{1+(a^2 * \frac{10,00}{65,09} < \text{vérifié} (0,15 \frac{\text{m}^2}{\text{m}^2}) \text{é})$$

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 1.3 * n' * A'_v * f'_y \quad |10,00| < 268,16 \text{ vérifié} (0,04)$$

- **Profile**

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / \left(1 + \frac{a^2 * |10,00|}{\sigma^2} \right) < \begin{matrix} \text{vér} \\ \text{é} \end{matrix} \quad \begin{matrix} \text{ifi} \\ (0,17) \end{matrix}$$

59,19

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \sigma_e * |10,00| < 829,08 \text{ vérifié} \quad (0,01)$$

Pince transversale

$$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb} * |10,00| < 190,64 \text{ vérifié} \quad (0,05)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 0.65 * (h_a - n * d) * t_{wb} * \sigma_{eb} * |10,00| < \begin{matrix} \text{vérifi} \\ \text{é} \end{matrix} \quad \begin{matrix} (0,07) \\ \end{matrix}$$

133,38

Moment fléchissant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 1/f * I/v * \sigma_{eb} * |10,00| < 99,83 \text{ vérifié} \quad (0,10)$$

➤ Cornière

Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$$\frac{T \cdot 6 \cdot n \cdot d \cdot t_c \cdot \sigma_c}{\sigma^2 / \sigma^2} \cdot \frac{10,00}{200,64} < \text{vérifié (0,05)} \quad \text{é}$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$\frac{T \cdot 6 \cdot n' \cdot d' \cdot t_c \cdot \sigma_c}{\sigma_c} \cdot \frac{10,00}{394,80} < \text{vérifié (0,03)}$$

Pince transversale (*Côté de la poutre portée*)

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c \quad |10,00| < 352,50 \text{ vérifié} \quad (0,03)$$

Pince transversale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 2.5 * n' * t_c * d'_v * \sigma_c \quad |10,00| < 352,50 \text{ vérifié} \quad (0,03)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c \quad |10,00| < \text{vérifié} \quad (0,05)$$

199,44

Effort tranchant (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c \quad |10,00| < \text{vérifié} \quad (0,05)$$

207,58

Moment fléchissant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq (2/a) * (I/v)_c * \sigma_c \quad |10,00| < \text{vérifié} \quad (0,06)$$

165,16

Moment fléchissant (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c \quad |10,00| < 187,78 \text{ vérifié} \quad (0,05)$$

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

REMARQUES

Pince boulon-bord aile équerre sur porteur 57 [mm] > 40
trop grande. [mm]

Pince boulon-bord aile équerre sur porté 50 [mm] > 45
trop grande. [mm]

Longueur du grugeage trop faible. 75 [mm] < 133
[mm]

Hauteur du grugeage supérieur trop faible. 20 [mm] < 40
[mm]

| | | |
|--|-------|------|
| Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme | Ratio | 0,17 |
|--|-------|------|

4. Assemblage Poteau – poutre secondaires :

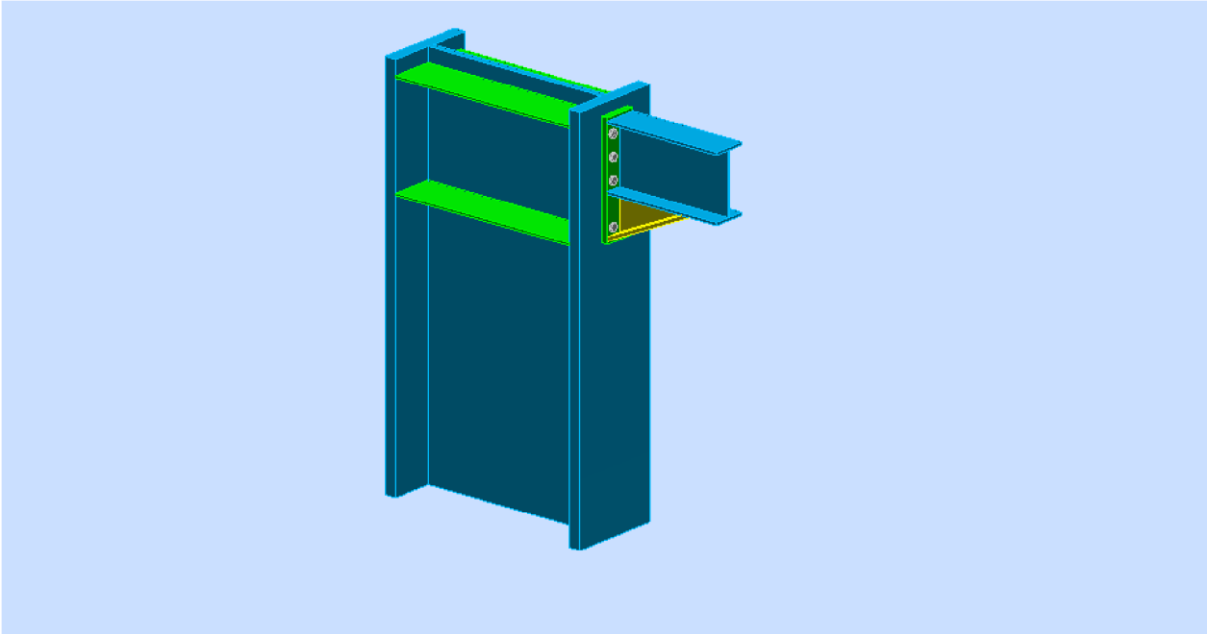


Figure 10. 2 : Assemblage Poteau – poutre secondaires .

| | | |
|--|---|------------------------------|
| | <p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF P 22-430</p> | |
| | | <p>Ratio 0,69</p> |

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$b_{fc} = 307$ [mm] Largeur de la section du poteau
]]
 $t_{wc} = 21$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du
=] poteau
 $t_{fc} = 40$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du
] poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du
] poteau
 $A_c = 335,44$ [cm²] Aire de la section du poteau
]]
 $I_{xc} = 131484,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du
=] poteau
Matériau: ACIER
 $\sigma_{ec} = 235,00$ [MPa] Résistance

➤ Poutre

Profilé: IPE 220
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 220$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 110$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la
poutre

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$t_{fb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 12$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$r_b = 12$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 33,37$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{xb} = 2771,8$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER

$\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

➤ Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du

boulon

$d = 14$ [m] Diamètre du boulon

Class 10.

$e = 9$ Classe du boulon

$F_b = 6164,$ [kN] Résistance du boulon à la rupture

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 53$ [m Pince premier boulon-extrémité supérieure de
m] la platine d'about

Ecartement

$e_i = 70$ [mm]

Entraxe $p_i = 70; 70; 140; 70$ [mm]

➤ **Platine** $h_p = 460$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 110$ [mm] Largeur de la platine $t_p = 20$ [mm]

Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$\sigma_{ep} = 235,00$ [MPa] Résistance

➤ **Jarret inférieur** $w_d = 110$ [mm] Largeur de la
platine $t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile $h_d = 140$

[mm] Hauteur de la platine $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur

de l'âme $l_d = 300$ [mm] Longueur de la platine $\alpha =$

$25,0$ [Deg] Angle d'inclinaison Matériau:

ACIER

$\sigma_{ebu} = 235,00$ [MPa] Résistance

➤ Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} = 398$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 143$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 398$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 143$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

➤ Soudures d'angle

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme

$a_f = 8$ [mm] Soudure semelle

$a_s = 5$ [mm] Soudure du raidisseur

$a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$M_y = 50,00$ [kN*m] Moment fléchissant

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$F_z = 0,00$ [kN] Effort tranchant

$F_x = 0,00$ [kN] Effort axial

RESULTATS

➤ Distances de calcul

| Boulo n N° | Type | a ₁ | a ₂ | a ₃ | a ₄ | a ₅ | a ₆ | a' ₁ | a' ₂ | a' ₃ | a' ₄ | a' ₅ | a' ₆ | s | s ₁ | s ₂ |
|------------------|------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|---|----------------|----------------|
| 1 | Intérieurs | 25 | 32 | | | 22 | 33 | -3 | 25 | | | 28 | 35 | | | |
| 2 | Centraux | 25 | 32 | | | | | -3 | 25 | | | | | | | 70 |
| 3 | Centraux | 25 | 32 | | | | | -3 | 25 | | | | | | | 10 5 |

$x = 44$ [mm] Zone comprimée

$$x = e_s \cdot \left(\frac{b}{e_a} \right)$$

➤ Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique

| Boulon N° | i d | F _t | F _a | F _s | F _p | F _b | F _i | p _i [%] |
|-----------|-----|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|--------------------|
| | | | | | | | | |

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

| | | | | | | | | |
|----------|-----|--------|-------|--------|----------|-------|---------|--------|
| 1 | 311 | 152,85 | 0,00 | 180,15 | -1375,81 | 61,64 | > 42,31 | 100,00 |
| 2 | 241 | 66,01 | 48,53 | 83,09 | -1088,89 | 61,64 | > 32,78 | 100,00 |
| 3 | 171 | 73,73 | 72,79 | 124,63 | -1191,89 | 61,64 | > 23,24 | 100,00 |

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{bi}) \quad 42,31 < 61,64 \text{ vérifié} \quad (0,69)$$

Traction des boulons

$$1.25 \cdot F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |459,88| < 670,00 \text{ vérifié} \quad (0,69)$$

$T_1 = 0,00$ [kN] Effort tranchant dans le boulon

$T_b = 66,97$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

➤ Vérification de la poutre

$$F_{res} = 196,66 \text{ [kN]} \text{ Effort de compression} \quad F_{res} = 2 * \sigma_{F_i} - 2 * N$$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$$N_{c adm} = 393,85 \text{ [kN]} \text{ Résistance de la section de la poutre} \quad N_{c adm} = A_{bc} * \sigma_e + N * A_{bc} / A_b$$

$$F_{res} \leq N_{c adm} \quad 196,66 < 393,85 \text{ vérifié} \quad (0,50)$$

➤ Vérification du poteau

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2.2]

$$F_{res} \leq F_{pot} \quad 196,66 < 2116,65 \text{ vérifié} \quad (0,09)$$

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

$$V_R = 1323,6 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant dans l'âme} \\ V_R = 0.47 * A_v * \sigma_e = 1323,6 \text{ [kN]}$$

$$|F_{res}| \leq V_R \quad |196,66| < 1323,63 \text{ vérifié} \quad (0,15)$$

REMARQUES

Raidisseur du poteau insuffisant. $8 \text{ [mm]} < 9 \text{ [mm]}$

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

Pince du boulon à l'âme du profil trop faible. $25 \text{ [mm]} < 27 \text{ [mm]}$

Pince du boulon trop faible. $20 \text{ [mm]} < 23 \text{ [mm]}$ **Boulon**

face à la semelle ou trop proche de la semelle. $15 \text{ [mm]} < 21 \text{ [mm]}$

| | | |
|--|-------|------|
| Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme | Ratio | 0,69 |
|--|-------|------|

5. Assemblage poutre principale – poteau

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

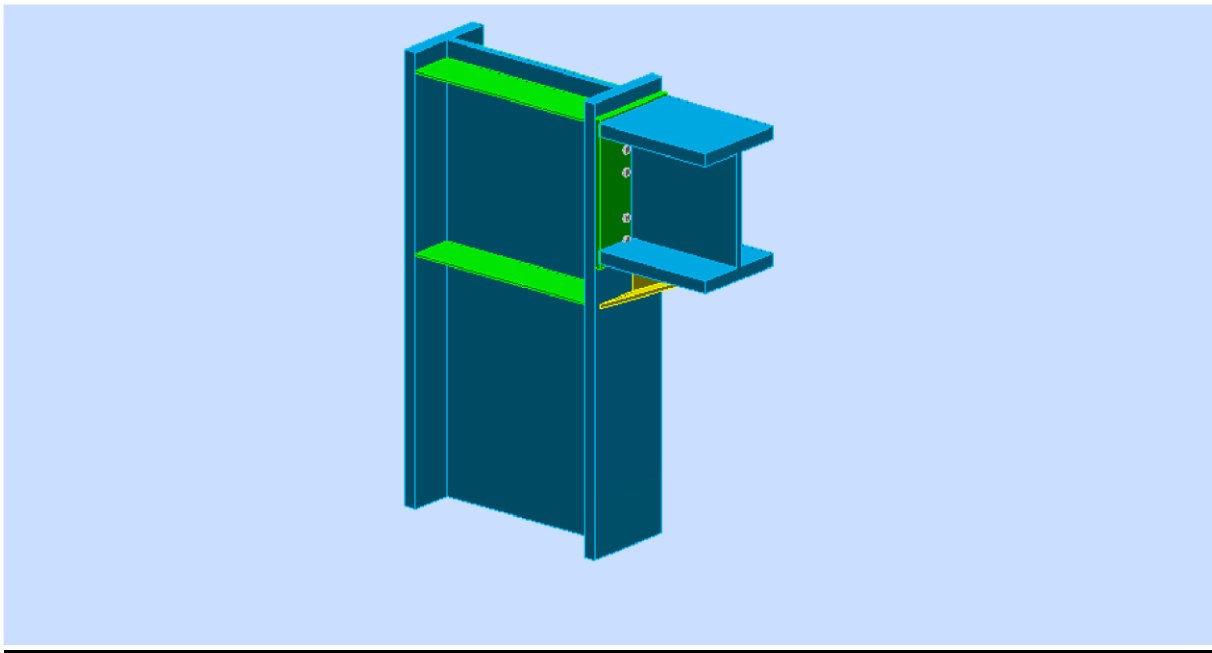

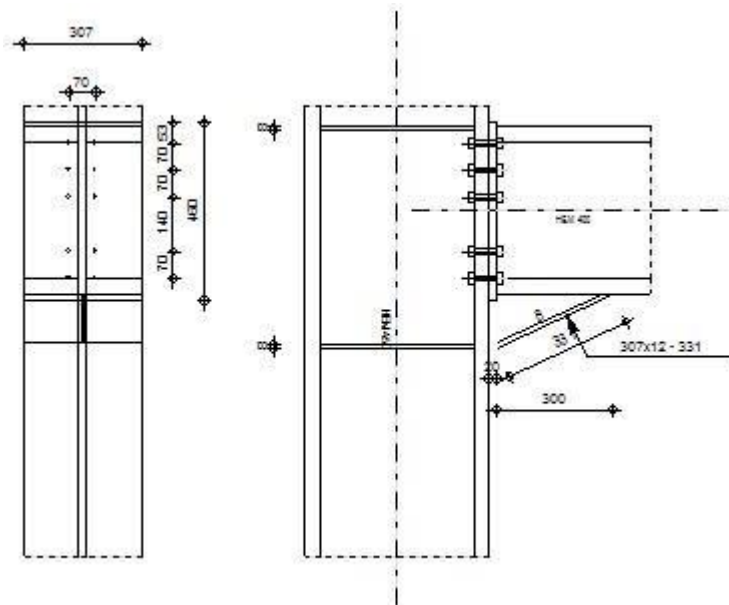


Figure 10. 3 : Assemblage poutre principale –poteau .

| | | |
|--|---|---|
| | <p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF P 22-430</p> | <p> Ratio 0,30</p> |
|--|---|---|

Chapitre 10 : Calcul des assemblages



GENERAL

Assemblage N°: 4

Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

GEOMETRIE

➤ Poteau

Profilé: HEM

450

$\alpha =$ [De
-90, 0 Angle d'inclinaison
g]
[mm

$h_c =$ 478 Hauteur de la section du poteau
]

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$$\begin{aligned} b_{fc} &= 307 \text{ [mm]} \text{ Largeur de la section du poteau} \\ t_{wc} &= 21 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur de l'âme de la section du poteau} \\ t_{fc} &= 40 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur de l'aile de la section du poteau} \\ r_c &= 27 \text{ [mm]} \text{ Rayon de congé de la section du poteau} \\ A_c &= 335,44 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du poteau} \\ I_{xc} &= 131484,00 \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie de la section du poteau} \end{aligned}$$

Matériau: ACIER

$$\sigma_{ec} = 235,00 \text{ [MPa]} \text{ Résistance}$$

➤ **Poutre**

Profilé: HEM 400

$$\alpha = 0,0 \text{ [De]} \text{ Angle d'inclinaison g}$$

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$h_b = 432$ [mm] Hauteur de la section de la poutre]

$b_f = 307$ [mm] Largeur de la section de la poutre]

$t_{wb} = 21$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre]

$t_{fb} = 40$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre]

$r_b = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre]

$r_b = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre]

$A_b = 325,78$ [cm²] Aire de la section de la poutre]

$I_{xb} = 104119,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre]

Matéria

u: ACIER

$\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

➤ **Boulons**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du

boulon

$d = 14$ [m Diamètre du boulon m]

Class 10.
 $e = 9$ Classe du boulon

$F_b = 61,64$ [kN Résistance du boulon à la rupture]

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 53$ [m Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement

$e_i = 70$ [mm]

Entraxe $p_i = 70; 70; 140; 70$ [mm]

➤ **Platine** $h_p = 460$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 307$ [mm] Largeur de la platine $t_p = 20$ [mm]

Épaisseur de la platine

Matériau: ACIER

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$\sigma_{ep} = 235,00$ [MPa] Résistance

➤ **Jarret inférieur** $w_d = 307$ [mm] Largeur de la platine $t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile $h_d = 140$ [mm] Hauteur de la platine $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme $l_d = 300$ [mm] Longueur de la platine $\alpha = 25,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$\sigma_{ebu} = 235,00$ [MPa] Résistance

➤ **Raidisseur poteau**

Supérieur

$h_{su} = 398$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 143$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 398$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 143$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$\sigma_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

➤ **Soudures d'angle**

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme

$a_f = 8$ [mm] Soudure semelle

$a_s = 5$ [mm] Soudure du raidisseur

$a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$M_y = 50,00$ [kN*m] Moment fléchissant

$F_z = 0,00$ [kN] Effort tranchant

$F_x = 0,00$ [kN] Effort axial

RESULTATS

➤ **Distances de calcul**

| Bo ulo n N° | Type | a_1 | a_2 | a_3 | a_4 | a_5 | a_6 | a'_1 | a'_2 | a'_3 | a'_4 | a'_5 | a'_6 | s | s ₁ | s ₂ |
|----------------------|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---|----------------|----------------|
| 1 | Intér ieurs | 17 | 25 | | | -9 | 3 | -3 | 25 | | | 28 | 35 | | | |

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----------|----------|----|----|--|--|--|--|----|----|--|--|--|--|--|--|--|--|-----|
| 2 | Centraux | 17 | 25 | | | | | -3 | 25 | | | | | | | | | 70 |
| 3 | Centraux | 17 | 25 | | | | | -3 | 25 | | | | | | | | | 105 |
| 4 | Centraux | 17 | 25 | | | | | -3 | 25 | | | | | | | | | 105 |
| 5 | Centraux | 17 | 25 | | | | | -3 | 25 | | | | | | | | | 70 |

$$x = e_s * \sigma(b/e_a)$$

$x = 74$ [mm] Zone comprimée

➤ Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique

| Boulon N° | i d | F _t | F _a | F _s | F _p | F _b | F _i | p _i [%] |
|-----------|-----|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|--------------------|
| 1 | 523 | 93,67 | 0,00 | 316,32 | -1375,81 | 61,64 | > 18,32 | 100,00 |
| 2 | 453 | 78,09 | 172,72 | 83,09 | -1088,89 | 61,64 | > 15,87 | 100,00 |
| 3 | 383 | 85,48 | 259,09 | 124,63 | -1191,89 | 61,64 | > 13,41 | 100,00 |

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

| | | | | | | | | |
|----------|-----|-------|--------|--------|---------------|------|--------|--------|
| 4 | 243 | 85,4 | 259,09 | 124,63 | – 1191,489 | 61,6 | > 8,51 | 100,00 |
| 5 | 173 | 78,09 | 172,72 | 83,09 | – 1088,489 | 61,6 | > 6,05 | 100,00 |

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{bi}) \quad 18,32 < 61,64 \text{ vérifié} \quad (0,30)$$

Traction des boulons

$$1.25 * F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |199,13| < 670,00 \text{ vérifié} \quad (0,30)$$

$T_1 = 0,00$ [kN] Effort tranchant dans le boulon

$T_b = 66,97$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement

➤ Vérification de la poutre

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$$F_{res} = 124,32 \text{ [kN]} \text{ Effort de compression} \quad F_{res} = 2 \cdot \sigma_{Fi} - 2 \cdot N$$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$$N_{c adm} = 1005,49 \text{ [kN]} \text{ Résistance de la section de la poutre} \quad N_{c adm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$$

$$F_{res} \leq N_{c adm} \quad 124,32 < 1005,49 \text{ vérifié} \quad (0,12)$$

➤ Vérification du poteau

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2.2]

$$F_{res} \leq F_{pot} \quad 124,32 < 2487,01 \text{ vérifié} \quad (0,05)$$

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

$$V_R = 1323,6 \text{ [kN]} \text{ Effort tranchant dans l'âme} \\ V_R = 0.47 \cdot A_v \cdot \sigma_e = 3$$

$$|F_{res}| \leq V_R \quad |124,32| < 1323,63 \text{ vérifié} \quad (0,09)$$

REMARQUES

Raidisseur du poteau insuffisant. $8 \text{ [mm]} < 9 \text{ [mm]}$

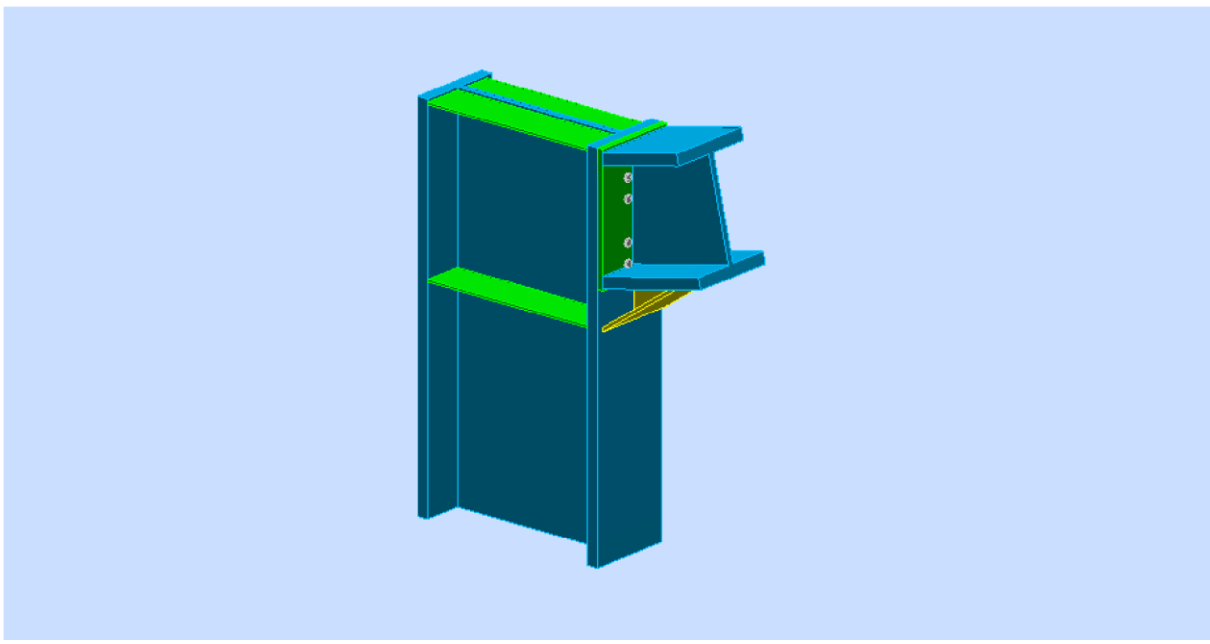
Pince du boulon à l'âme du profil trop faible. $25 \text{ [mm]} < 27 \text{ [mm]}$

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

| | |
|--|------------|
| Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle. | 3 [mm] < |
| | 21 [mm] |
| Hauteur de la platine trop faible. | 460 [mm] < |
| | 572 [mm] |
| Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre | 8 [mm] < |
| | 21 [mm] |
| Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre | 12 [mm] < |
| | 40 [mm] |



| | | |
|--|-------|------|
| Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme | Ratio | 0,30 |
|--|-------|------|

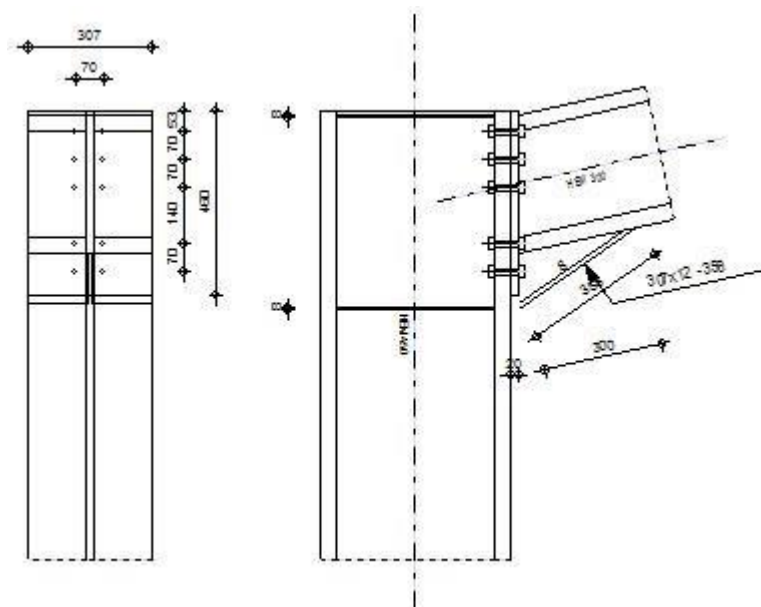
6. Assemblage poteau – traverse :



Chapitre 10 : Calcul des assemblages

Figure 10. 4 : Assemblage poteau – traverse .

| | | |
|---|--|---|
|  | <p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 Calcul de l'assemblage poteau - travers NF P 22-430</p> | <p> Ratio 0,40</p> |
|---|--|---|



GENERAL

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Angle de portique

GEOMETRIE

➤ Poteau

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

Profilé: HEM

$\square = 450$
 $[De$
 $-90,0$ Angle d'inclinaison
 $g]$
 $[mm$
 $h_c = 478$ Hauteur de la section du poteau
 $]$
 $[mm$
 $b_{fc} = 307$ Largeur de la section du poteau
 $]$
 $[mm$ Epaisseur de l'âme de la section du
 $t_{wc} = 21$
 $=$ $] poteau$
 $[mm$ Epaisseur de l'aile de la section du
 $t_{fc} = 40$
 $] poteau$
 $[mm$ Rayon de congé de la section du
 $r_c = 27$
 $] poteau$
 A_c $[cm^2$
 $= 335,44$] Aire de la section du poteau
 I_{xc} $[cm^4$ Moment d'inertie de la section du =
 $131484,00$] poteau

Matériau: ACIER

$\square_{ec} = 235,00$ [MPa] Résistance

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

➤ Poutre

Profilé: HEM 300

$\alpha = 12,5$ [Deg] Angle d'inclinaison]
[mm
 $h_b = 340$ Hauteur de la section de la poutre]
[mm
 $b_f = 310$ Largeur de la section de la poutre]
[mm Epaisseur de l'âme de la section de la
 $t_{wb} = 21$] poutre
[mm Epaisseur de l'aile de la section de la
 $t_{fb} = 39$] poutre
[mm Rayon de congé de la section de la
 $r_b = 27$] poutre
[mm Rayon de congé de la section de la
 $r_b = 27$] poutre
[cm²
 $A_b = 303,08$ Aire de la section de la poutre]
59201,0 [cm⁴
 $I_{xb} =$ Moment d'inertie de la poutre 0]

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

Matériau: ACIE

R

$\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

➤ Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du

boulon

$d = 14$ [m
Diamètre du boulon m]

Class 10.
 $e = 9$ Classe du boulon

$F_b = 61,64$ [kN
Résistance du boulon à la rupture]

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 53$ [m Pince premier boulon-extrémité supérieure de
m] la platine d'about

Ecartement

$e_i = 70$ [mm]

Entraxe $p_i = 70; 70; 140; 70$ [mm]

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

➤ **Platine** $h_p = 460$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 307$ [mm] Largeur de la platine $t_p = 20$ [mm]

Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$\sigma_{ep} = 235,00$ [MPa] Résistance

➤ **Jarret inférieur** $w_d = 307$ [mm] Largeur de la

platine $t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile $h_d = 140$

[mm] Hauteur de la platine $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur

de l'âme $l_d = 300$ [mm] Longueur de la platine $\alpha =$

$35,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$\sigma_{ebu} = 235,00$ [MPa] Résistance

➤ **Raidisseur poteau**

Supérieur

$h_{su} = 398$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 143$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

Inférieur

$h_{sd} = 398$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 143$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

➤ Soudures d'angle

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme

$a_f = 8$ [mm] Soudure semelle

$a_s = 5$ [mm] Soudure du raidisseur

$a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$M_y = 50,00$ [kN*m] Moment fléchissant

$F_z = 0,00$ [kN] Effort tranchant

$F_x = 0,00$ [kN] Effort axial

RESULTATS

➤ Distances de calcul

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

| Bo ulo n N° | Type | a ₁ | a ₂ | a ₃ | a ₄ | a ₅ | a ₆ | a' ₁ | a' ₂ | a' ₃ | a' ₄ | a' ₅ | a' ₆ | s | s ₁ | s ₂ |
|----------------------|------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|---|----------------|----------------|
| 1 | Intérieurs | 17 | 25 | | | -9 | 3 | -3 | 25 | | | 27 | 34 | | | |
| 2 | Centraux | 17 | 25 | | | | | -3 | 25 | | | | | | | 70 |
| 3 | Centraux | 17 | 25 | | | | | -3 | 25 | | | | | | | 10 5 |
| 4 | Centraux | 17 | 25 | | | | | -3 | 25 | | | | | | | 10 5 |
| 5 | Centraux | 17 | 25 | | | | | -3 | 25 | | | | | | | 70 |

$$x = e_s \cdot \left(\frac{b}{e_a} \right)$$

$x = 74$ [mm] Zone comprimée

➤ Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique

| Boulon N° | i d | F _t | F _a | F _s | F _p | F _b | F _i | p _i [%] |
|-----------|-----|----------------|----------------|----------------|------------------|----------------|----------------|--------------------|
| 1 | 438 | 93,4 1 | 0,00 | 319, 22 | - 1375, 12 | 61,6 4 | > 24,3 7 | 100, 00 |

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

| | | | | | | | | |
|----------|-----|-----------|------------|------------|------------------|-----------|-------------|------------|
| 2 | 368 | 78,0 9 | 172, 72 | 83,0 9 | – 1088, 89 | 61,6 4 | > 20,4 8 | 100, 00 |
| 3 | 298 | 85,4 8 | 259, 09 | 124, 63 | – 1191, 89 | 61,6 4 | > 16,5 9 | 100, 00 |
| 4 | 158 | 85,4 8 | 259, 09 | 124, 63 | – 1191, 89 | 61,6 4 | > 8,80 | 100, 00 |
| 5 | 88 | 78,0 9 | 172, 72 | 83,0 9 | – 1088, 89 | 61,6 4 | > 4,91 | 100, 00 |

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{si}, F_{bi}) \quad 24,37 < 61,64 \text{ vérifié} \quad (0,40)$$

Traction des boulons

$$1.25 \cdot F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |264,92| < 670,00 \text{ vérifié} \quad (0,40)$$

$T_1 = 0,00$ [kN] Effort tranchant dans le boulon

$T_b = 66,97$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement

➤ Vérification de la poutre

$F_{res} = 150,30$ [kN] Effort de compression $F_{res} = 2 \cdot \sigma F_i - 2 \cdot N$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$N_{c\ adm} = 1005,49$ [kN] Résistance de la section de la poutre $N_{c\ adm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$

$$F_{res} \leq N_{c\ adm} \quad 150,30 < 1005,49 \text{ vérifié} \quad (0,15)$$

➤ Vérification du poteau

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2.2]

$$F_{res} \leq F_{pot} \quad 150,30 < 2487,01 \text{ vérifié} \quad (0,06)$$

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

V_R 1323,6 Effort tranchant dans
[kN] $V_R = 0.47 \cdot A_v \cdot \sigma_e = 3$ l'âme

$$|F_{res}| \leq V_R \quad |150,30| < 1323,63 \text{ vérifié} \quad (0,11)$$

REMARQUES

Raidisseur du poteau insuffisant. 8 [mm] < 9

[mm]

Pince du boulon à l'âme du profil trop faible. 25 [mm] <

27 [mm]

Boulon face à la semelle ou trop proche de la 3 [mm] <

semelle. 21 [mm]

Hauteur de la platine trop faible. 460 [mm] <

488 [mm]

Épaisseur de l'âme de la contreplaque 8 [mm] <

inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre 21 [mm]

Épaisseur de l'aile de la contreplaque 12 [mm] <

inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 39 [mm]

| | | |
|--|-------|------|
| Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme | Ratio | 0,40 |
|--|-------|------|

7. Assemblage poteau-poteau :

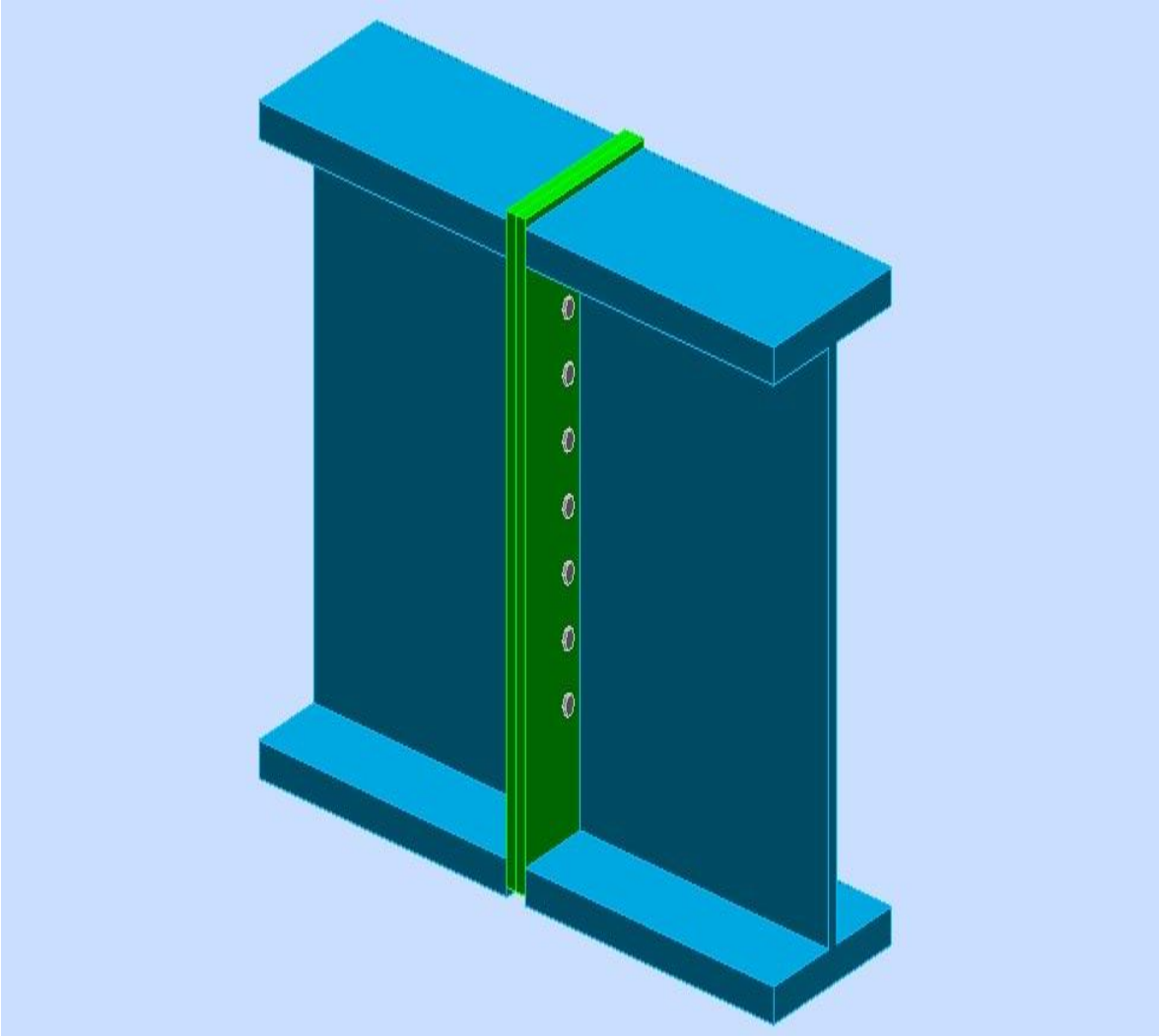
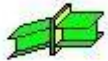

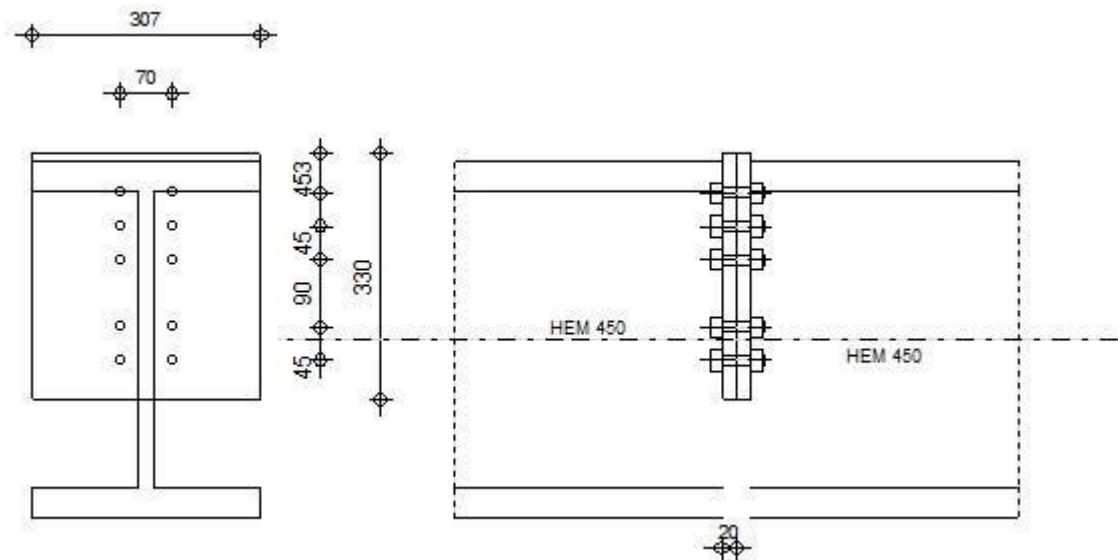


Figure 10. 5 : Assemblage poteau-poteau.

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

| | | |
|---|---|---|
|  | <p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre NF P 22-430</p> | <p> Ratio 0,34</p> |
|---|---|---|



GENERAL

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

GEOMETRIE

✓ Côté gauche

➤ Poutre

Profilé: HEM 450
 $\alpha = -180,0$ [De Angle d'inclinaison g]
 [mm
 $h_{bl} = 478$ Hauteur de la section de la poutre]
 [mm
 $b_{fbl} = 307$ Largeur de la section de la poutre]
 $t_{wbl} = 21$ [mmEpaisseur de l'âme de la section de la] poutre
 $t_{fbl} = 40$ [mmEpaisseur de l'aile de la section de la] poutre
 $r_{bl} = 27$ [mmRayon de congé de la section de la] poutre
 $A_{bl} = 335,44$ [cm² Aire de la section de la poutre]
 $I_{xbl} = 131484,00$ [cm⁴ Moment d'inertie de la poutre]

Matéria

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

u: ACIER

$\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

✓ **Côté droite**

➤ **Poutre**

Profilé: HEM 450

$\alpha = 0,0$ [De Angle d'inclinaison g]
[mm]
 $h_{br} = 478$ Hauteur de la section de la poutre
[mm]
 $b_{fbr} = 307$ Largeur de la section de la poutre
[mm] Epaisseur de l'âme de la section de la
 $t_{wbr} = 21$] poutre
[mm] Epaisseur de l'aile de la section de la
 $t_{fbr} = 40$] poutre
[mm] Rayon de congé de la section de la
 $r_{br} = 27$] poutre
[cm²
 $A_{br} = 335,44$ Aire de la section de la poutre
[cm⁴
 $I_{xbr} = 131484,$ Moment d'inertie de la poutre

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

00]

Matéria

u: ACIER

$\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

➤ Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du

boulon

d = 14 [m
Diamètre du boulon m]

Class 10.
e = 9 Classe du boulon

$F_b = 61,64$ [kN
Résistance du boulon à la rupture
]

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 53$ [m Pince premier boulon-extrémité supérieure de
m] la platine d'about

Ecartement

$e_i = 70$ [mm]

Entraxe $p_i = 45; 45; 90; 45$ [mm]

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

➤ **Platine** $h_{pr} = 330$ [mm] Hauteur de la platine

$b_{pr} = 307$ [mm] Largeur de la platine $t_{pr} = 20$ [mm]

Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$\sigma_{epr} = 235,00$ [MPa] Résistance

➤ **Soudures d'angle**

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme $a_f = 8$ [mm]

Soudure semelle **EFFORTS**

Cas: Calculs manuels

$M_y = 50,00$ [kN*m] Moment fléchissant

$F_z = 0,00$ [kN] Effort tranchant

$F_x = 0,00$ [kN] Effort axial

RESULTATS

➤ **Distances de calcul**

| Bo | Type | a ₁ | a ₂ | a ₃ | a ₄ | a ₅ | a ₆ | a' ₁ | a' ₂ | a' ₃ | a' ₄ | a' ₅ | a' ₆ | s | s ₁ | s ₂ |
|-----|------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|---|----------------|----------------|
| ulo | | | | | | | | | | | | | | | | |
| n | | | | | | | | | | | | | | | | |
| N° | | | | | | | | | | | | | | | | |

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

| | | | | | | | | |
|----------|-----|------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|
| 5 | 190 | 68,2 | 111,04 | 53,41 | 68,26 | 61,64 | > 9,38 | 100,00 |
|----------|-----|------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 18,26 < 53,41 \text{ vérifié} \quad (0,34)$$

Traction des boulons

$$1.25 \cdot F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |222,59| < 670,00 \text{ vérifié} \quad (0,33)$$

$T_1 = 0,00$ [kN] Effort tranchant dans le boulon

$T_b = 66,97$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement

➤ Vérification de la poutre

$F_{res} = 151,53$ [kN] Effort de compression $F_{res} = 2 \cdot \sigma F_i - 2 \cdot N$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$N_c = 3640,56$ [kN] Résistance de la section adm = $N_{c,adm} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc}/A_b$

$F_{res} \leq N_{c,adm}$ $151,53 < \text{vérifié}$ $(0,04)$

➤ Distances de calcul

| Bo ulo n N° | Type | a ₁ | a ₂ | a ₃ | a ₄ | a ₅ | a ₆ | a' ₁ | a' ₂ | a' ₃ | a' ₄ | a' ₅ | a' ₆ | s | s ₁ | s ₂ |
|----------------------|------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|---|----------------|----------------|
| 1 | Intérieurs | 17 | 25 | | | -9 | 3 | | | | | | | | | |
| 2 | Centraux | 17 | 25 | | | | | | | | | | | | | 45 |
| 3 | Centraux | 17 | 25 | | | | | | | | | | | | | 68 |
| 4 | Centraux | 17 | 25 | | | | | | | | | | | | | 68 |
| 5 | Centraux | 17 | 25 | | | | | | | | | | | | | 45 |

$x = 153$ [mm] Zone comprimée

$x = e_s \cdot \sigma(b/e_a)$

➤ Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

| Boulon N° | d_i | F_t | F_a | F_s | F_p | F_b | | F_i | p_i [%] |
|-----------|-------|-------|--------|--------|-------|-------|---|-------|-----------|
| 1 | 415 | 93,67 | 0,00 | 301,48 | 93,67 | 61,64 | > | 20,48 | 100,00 |
| 2 | 370 | 68,26 | 111,04 | 53,41 | 68,26 | 61,64 | > | 18,26 | 100,00 |
| 3 | 325 | 77,35 | 166,56 | 80,12 | 77,35 | 61,64 | > | 16,04 | 100,00 |
| 4 | 235 | 77,35 | 166,56 | 80,12 | 77,35 | 61,64 | > | 11,60 | 100,00 |
| 5 | 190 | 68,26 | 111,04 | 53,41 | 68,26 | 61,64 | > | 9,38 | 100,00 |

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$ 18,26 < 53,41 **vérifié** (0,34)

Traction des boulons

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$$1.25 \cdot F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{\text{red}} \quad | 222,59 | < 670,00 \text{ vérifié} \quad (0,33)$$

$T_1 = 0,00$ [kN] Effort tranchant dans le boulon

$T_b = 66,97$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement

➤ Vérification de la poutre

$$F_{\text{res}} \leq N_{\text{c adm}} \quad 151,53 < 3640,56 \text{ vérifié} \quad (0,04)$$

$F_{\text{res}} = 151,53$ [kN] Effort de compression $F_{\text{res}} = 2 \cdot \sum F_i - 2 \cdot N$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$N_{\text{c adm}} = 3640,56$ [kN] Résistance de la section de la poutre $N_{\text{c adm}} = A_{bc} \cdot \sigma_e + N \cdot A_{bc} / A_b$

REMARQUES

Pince du boulon à l'âme du profil trop faible.

$$25 \text{ [mm]} < 27 \text{ [mm]}$$

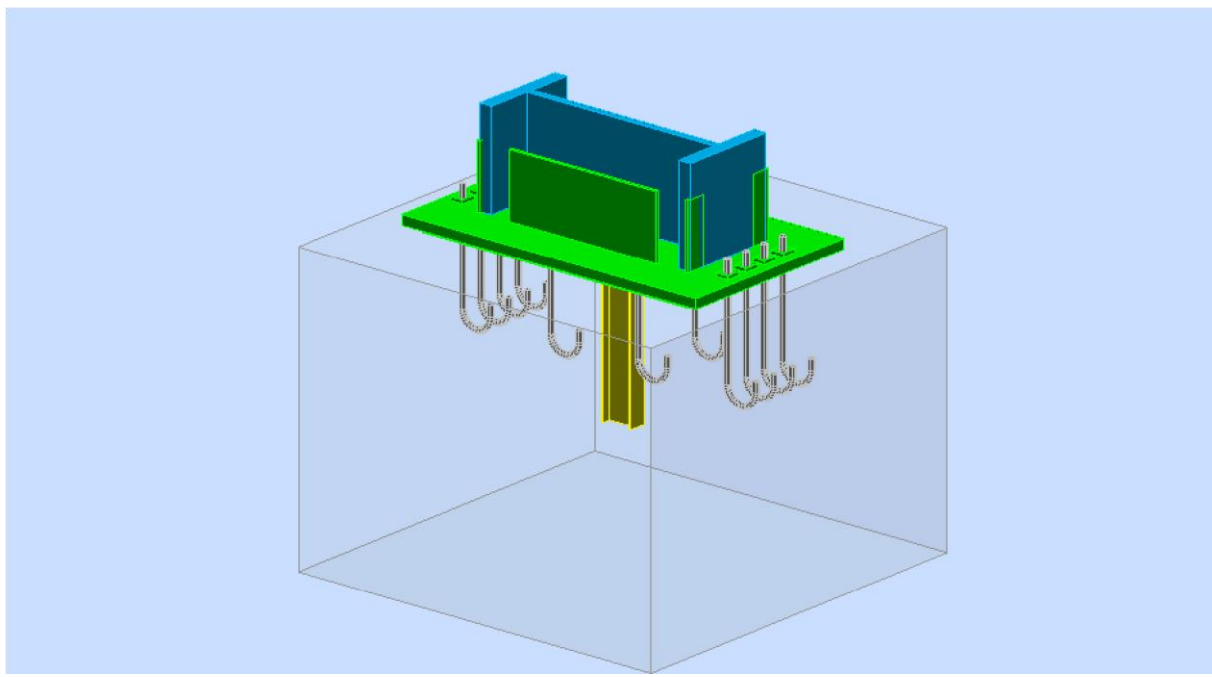
Chapitre 10 : Calcul des assemblages

Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle. $330 \text{ [mm]} < 478$
[mm]

Hauteur de la platine trop faible. $330 \text{ [mm]} < 478$
[mm]

| | | |
|--|-------|------|
| Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme | Ratio | 0,34 |
|--|-------|------|

8. Assemblages poteau-fondation :



Chapitre 10 : Calcul des assemblages

➤ Poteau

Profilé: HEM

700

$\alpha =$ [De
0,0 Angle d'inclinaison
g]
[mm

$h_c =$ 716 Hauteur de la section du poteau
]
[mm

$b_{fc} =$ 304 Largeur de la section du poteau
]
[mmEpaisseur de l'âme de la section du

$t_{wc} =$ 21
=] poteau
[mmEpaisseur de l'aile de la section du

$t_{fc} =$ 40
] poteau
[mmRayon de congé de la section du

$r_c =$ 27
] poteau

$A_c =$ [cm²
= 383,02] Aire de la section du poteau

$I_{yc} =$ [cm⁴ Moment d'inertie de la section du =
329278,00] poteau

Matériau: ACIER

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$$\sigma_{ec} = 235,00 \text{ [MPa] Résistance}$$

➤ Plaque principale du pied de poteau

$$l_{pd} = 1000 \text{ [mm] Longueur}$$

$$b_{pd} = 600 \text{ [mm] Largeur}$$

$$t_{pd} = 30 \text{ [mm] Epaisseur}$$

Matériau: ACIER

$$\sigma_e = 235,00 \text{ [MPa] Résistance}$$

➤ Platine de prescellement

$$l_{pp} = 900 \text{ [mm] Longueur} \quad b_{pp} = 550$$

$$\text{[mm] Largeur} \quad t_{pp} = 15 \text{ [mm] Epaisseur}$$

➤ Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du

boulon

Classe HR

$$= 10.9$$

$$d = 20 \text{ [mm] Diamètre du boulon}$$

$$d_0 = 20 \text{ [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage}$$

$$n_H = 4 \text{ Nombre de colonnes des boulons}$$

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons
Classe de tiges d'ancrage

Ecartement $e_{Hi} = 300; 300$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 75; 75$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 48$ [mm]

$L_2 = 300$ [mm]

$L_3 = 96$ [mm]

$L_4 = 32$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 40$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 48$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

➤ **Bêche**

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

Profilé: IPE 100

$h_w = 500$ [mm] Hauteur

Matériau: ACIER

$\sigma_e = 235,00$ [MPa] Résistance

➤ Raidisseur

$l_r = -108$ [mm] Longueur $h_s = 200$

[mm] Hauteur $t_s = 10$ [mm] Epaisseur

➤ Semelle isolée

$L = 1200$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 1200$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

➤ Béton

$f_{c28} = 25,00$ [MPa] Résistance $\sigma_{bc} =$

$14,17$ [MPa] Résistance $n = 6,56$

ratio Acier/Béton

➤ Soudures

$a_p = 8$ [mm] Plaque principale du pied de poteau a_w

$= 4$ [mm] Bêche $a_s = 15$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N = -10,00$ [kN] Effort axial

$Q_y = 10,00$ [kN] Effort tranchant $Q_z =$

$10,00$ [kN] Effort tranchant

$M_y = 2,00$ [kN*m] Moment fléchissant $M_z =$

$2,00$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

➤ Béton

a) Plan XZ

$d_{tz} = 45$ [mm] Distance de la colonne des boulons d'ancrage de

$= 0$] l'axe Y

Coefficients d'équation pour la définition de la zone de pression

$A = 200$ [mm]

$A = b_{pd}/3$

$B = -1800,00$ [cm²]

$B = (M_y/N - 0.5 * I_{pd}) * b_{pd}$

$C = 10720,68$ [cm³]

$C = 2 * n * A_t * (d_{tz} + M_y/N)$

$D = -1018465,07$ [cm⁴]

$D = -2 * n * A_t * (d_{tz} + 0.5 * I_{pd}) * (d_{tz} + M_y/N)$

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$$z_0 = 90 \text{ [m]} \quad A \cdot z_0^3 + B \cdot z_0^2 + C \cdot z_0 + D = 0$$

Zone comprimée $A \cdot z_0 = 3 \text{ m}$

$$p_m = 0, \text{ [M]} \quad \text{Contrainte due à l'effort axial } p_{my} = 2 \cdot (M_y + N \cdot d_{tz}) / y =$$

$$0,4 \text{ Paet au moment } M_y \text{ [b}_{pd} \cdot z_0 \cdot (d_{tz} + l_{pd}/2 -$$

$$\text{] } \quad z_0/3)]$$

$$F_{ty} = 0, \text{ [k]} \quad \text{Effort de traction total dans la } F_{ty} = (M_y - N \cdot (l_{pd}/2 - z_0/3)) / (d_{tz} + l_{pd}/2 - z_0/3) = 0,2$$

N] ligne des boulons d'ancrage

b) Plan XY

$d_{ty} = 11 \text{ [m]}$ Distance de la rangée extrême des boulons

$= 3 \text{ m}$] d'ancrage de l'axe Z

Coefficients d'équation pour la définition de la zone de pression

$$A = 333 \text{ [mm]} \quad A = l_{pd}/3$$

$$B = -1000,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad B = (M_z/N - 0,5 \cdot b_{pd}) \cdot l_{pd}$$

$$C = 5154,18 \text{ [cm}^3\text{]} \quad C = 2 \cdot n \cdot A_{ty} \cdot (d_{ty} + M_z/N)$$

$$D = -212609,74 \text{ [cm}^4\text{]} \quad D = -2 \cdot n \cdot A_{ty} \cdot (d_{ty} + 0,5 \cdot b_{pd}) \cdot (d_{ty} + M_z/N)$$

$$y_0 = 31 \text{ [m]} \quad A \cdot y_0^3 + B \cdot y_0^2 + C \cdot y_0 + D = 0$$

Zone comprimée

$$= 5 \text{ m}]$$

$$[M] \quad p = 2 \cdot (M + N \cdot d) /$$

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

y [m]

ρ_{m0} , Contrainte due à l'effort axial $\rho_{mz} = \frac{N}{b_{pd} \cdot d_{ty}}$ et au moment M_y [$\frac{M_y}{I_{pd}} \cdot y_0 \cdot (d_{ty} + \frac{b_{pd}}{2} - \frac{y_0}{3})$]

F_{tz} , [k Effort de traction total dans la $F_{tz} = (M_z - N \cdot (\frac{b_{pd}}{2} - \frac{y_0}{3})) / (d_{ty} + \frac{b_{pd}}{2} - \frac{y_0}{3})$]

c) Vérification du béton pour la pression diamétrale

$\rho_{m0,0}$ [MPa] Contrainte maxi dans le béton $\rho_m = \rho_{my} + \rho_{mz} = \frac{|N|}{I_{pd} \cdot b_{pd}}$

La valeur du coefficient K est calculée automatiquement

$h_b = 1000$ [mm] $h_b = I_{pd} \cdot b_b = 600$ [mm] $b_b = \max(2 \cdot (b/2 -$

$0.5 \cdot (n_v - 1) \cdot a_v) + a_v, b_{pd})$

$K = \max(1.1; 1 + (3 - b_{pd}/b_b - I_{pd}/h_b) \cdot [(1 - b_{pd}/b_b) \cdot (1 - I_{pd}/h_b)])$ [Lescouarc'h (1.c)]

$K \geq 1$, Coefficient de zone de

pression diamétrale

$\rho_m \leq K \cdot \rho_{bc}$ $0,08 < 14,17$ **vérifié** $(0,01)$

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

➤ Ancrage

$$\begin{aligned}
 N_{ty} &= 0,0 \text{ [k Effort de traction dû à l'effort axial et au moment } M_y] & N_{ty} &= F_{ty}/n \\
 N_{tz} &= 0,0 \text{ [k Effort de traction dû à l'effort axial et au moment } M_y] & N_{tz} &= F_{tz}/n
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_t &= 2,5 \text{ [k Force de traction max dans le boulon } N_t = N_{ty} + N_{tz} - N/n] \text{ d'ancrage}
 \end{aligned}$$

Vérification de la semelle tendue du poteau

$$\begin{aligned}
 l_1 &= 152 \text{ [mm]} & l_1 &= 0.5 \cdot b_{fc} \\
 l_2 &= 289 \text{ [mm]} & l_2 &= \square \cdot a_2 \\
 l_3 &= 259 \text{ [mm]} & l_3 &= 0.5 \cdot [(b_{fc} - s) + \square \cdot a_2] \\
 l_4 &= 182 \text{ [mm]} & l_4 &= 0.5 \cdot (s + \square \cdot a_2) \\
 l_{eff} &= 152 \text{ [mm]} & l_{eff} &= \min(l_1, l_2, l_3, l_4) \\
 N_t &\leq l_{eff} \cdot t_{fc} \cdot \square_{ec} & 2,55 &< 1428,80 \text{ vérifié} & (0,00)
 \end{aligned}$$

Adhérence

$$N_t \leq \square \cdot d \cdot \square_s \cdot (L_2 + 10 \cdot r - 5 \cdot d) \quad 2,55 < 53,83 \text{ vérifié} \quad (0,05)$$

Vérification de la résistance de la section filetée d'une tige

$$N_t \leq 0.8 \cdot A_s \cdot \square_e \quad 2,55 < 176,40 \text{ vérifié} \quad (0,01)$$

Transfert des efforts tranchants

$$|t_z'| \square (A * \square_e)/1.54 \quad |1,75| < 183,60 \text{ vérifié} \quad (0,01)$$

$$|t_y'| \square (A * \square_e)/1.54 \quad |1,75| < 183,60 \text{ vérifié} \quad (0,01)$$

➤ Bêche

Béton

$$|T_z| \square (I - 30) * \square_{bc} * B \quad |10,00| < 366,21 \text{ vérifié} \quad (0,03)$$

$$|T_y| \square (I-30) * \square_{bc} * H \quad |10,00| < 665,83 \text{ vérifié} \quad (0,02)$$

Ame

$$|T_z| \square f * t * h / \square 3 \quad |10,00| < 49,29 \text{ vérifié} \quad (0,20)$$

$$|T_y| \square f * t * h / \square 3 \quad |10,00| < 85,07 \text{ vérifié} \quad (0,12)$$

Semelle

$$|T_z| \square 3*b*t*f / I / (1/h + 1/h_0) \quad |10,00| < 38,79 \text{ vérifié} \quad (0,26)$$

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$$|T_y| \square 3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0) \quad |10,00| < 13,46 \text{ vérifié } (0,74)$$

Soudure âme

$$|T_z| \square 2/k*f * t * h / \square 3 \quad |10,00| < 137,38 \quad \text{vérifié } (0,07)$$

$$|T_y| \square 3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0) \quad |10,00| < 26,53 \quad \text{vérifié } (0,38)$$

Semelle

$$|T_z| \square 2*3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0) \quad |10,00| < 54,99 \quad \text{vérifié } (0,18)$$

$$|T_y| \square (l - 30) * \square_{bc} * B \quad |10,00| < 157,85 \quad \text{vérifié } (0,06)$$

$$|T_z| \square 3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0) \quad |10,00| < 648,05 \quad \text{vérifié } (0,02)$$

$$|T_y| \square 3*b*t*f / l / (1/h + 1/h_0) \quad |10,00| < 149,33 \quad \text{vérifié } (0,07)$$

Ame poteau

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

➤ Platine

Zone de traction $M_{11'}$

0,9 [kN*m]

| | | | |
|---------------------------------|--------|--------------------|--|
| = | 4] | Moment fléchissant | $M_{11'} = n_v \cdot N_t \cdot (d_{tz} - h_c / 2)$ |
| $M_{11'} \leq \sigma_e \cdot W$ | 0,94 < | | (0,01) |
| | 70,18 | vérifié | |

Cisaillement

$V_{11'} = 10,18$ [kN] Effort tranchant $V_{11'} = n_v \cdot N_t$

| | | | |
|--|---------|-----------------------|--------|
| $V_{11'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} \cdot h_r \cdot t_r \cdot n_r / 1.5$ | 10,18 < | 361,81 vérifié | (0,03) |
|--|---------|-----------------------|--------|

$t_{pmin} = 0$ [mm]

$$t_{pmin} = V_{11'} \cdot 1.5 \cdot \sqrt{3} / (\sigma_e \cdot b_{pd})$$

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

| | | | |
|------------------------|----------|----------------|--------|
| $t_{pd} \geq t_{pmin}$ | $30 > 0$ | vérifié | (0,01) |
|------------------------|----------|----------------|--------|

Traction

$$a_1 = 8 \text{ [m Pince bord de la soudure de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage]} \quad a_1 = a_2 = 2a_p$$

$$a_2 = 9 \text{ [m Pince bord de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage]} \quad a_2 = (\sigma_{eHi} - h_c)/2$$

$$a_4 = 1 \text{ [m Pince bord du raidisseur-axe du boulon d'ancrage]} \quad a_4 = 8$$

| | | | |
|--|--------------------|----------------|--------|
| $N_t[\text{daN}] \leq 375 * t_{pd}[\text{mm}] * [(a_2/a_1) * (s/(s+a_2))]$ | $254,50 < 5760,83$ | vérifié | (0,04) |
|--|--------------------|----------------|--------|

Zone comprimée

$$M_{22'} = 0,4 \text{ [kN*m Moment fléchissant]} \quad M_{22'} = b_{pd}/24 * (I_{pd} - h_c)^2 * (p + 2 * p_m)$$

| | | | |
|-----------------------------|----------------|----------------|--------|
| $M_{22'} \leq \sigma_e * W$ | $0,44 < 70,18$ | vérifié | (0,01) |
|-----------------------------|----------------|----------------|--------|

Cisaillement

$$V_{22'} = 5,60 \text{ [kN] Effort tranchant}$$

| | | | |
|--|-----------------|----------------|--------|
| $V_{22'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * h_r * t_r * n_r / 1.5$ | $5,60 < 361,81$ | vérifié | (0,02) |
|--|-----------------|----------------|--------|

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$$t_{pmin} = 0 \text{ [mm]}$$

$$t_{pmin} = V_{22}' * 1.5 * \sigma^3 / (\sigma_e * b_{pd})$$

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$$t_{pd} \geq t_{pmin} \quad 30 > 0 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Epaisseur

$d_m = 25$ [m Distance du raidisseur du bord = 0 m] de la dalle

$$d_m = 0.5 * (l_{pd} - h_c) \geq l_r$$

$$t_{pd} \geq d_m * \alpha [3 * p_m / \alpha_e] \quad 30 > 8 \quad \text{vérifié} \quad (0,27)$$

Section oblique dans la zone de la dalle comprimée

$l_1 = 490$ [mm] Distance horizontale (section 55' ou 66')

$l_2 = 282$ [mm] Distance verticale (section 55' ou 66')

$l_3 = 565$ [mm] Longueur de la section 55' $l_3 = \alpha [l_1^2 + l_2^2]$

$M_{55'} = 0,4$ [kN*m] Moment fléchissant

$$M_{55'} = p_m * (l_1 * l_2)^2 / (6 * l_3)$$

$$M_{55'} \leq \alpha_e * (l_3 * t_{pd}^2) / 6 \quad 0,48 < 19,93 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

Cisaillement

$V_{55'} = 1,95$ [kN] Effort tranchant $V_{55'} = p_m * l_3 * t_{pd}$

$$V_{55'} \leq \alpha_e / \alpha_3 * l_3 * t_{pd} / 1.5 \quad 1,95 < 1534,37 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Pression diamétrale

$$|t_z| = 0,44 \text{ [kN] Effort tranchant} \quad t_z = (Q_z - 0.3 \cdot N) / n_v$$

$$|t_z'| \leq 3 \cdot d \cdot t_{pd} \cdot \sigma_e \quad |0,44| < 423,00 \text{ vérifié} \quad (0,00)$$

$$|t_y| = 0,44 \text{ [kN] Effort tranchant} \quad t_y = (Q_y - 0.3 \cdot N) / n_v$$

$$|t_y'| \leq 3 \cdot d \cdot t_{pd} \cdot \sigma_e \quad |0,44| < 423,00 \text{ vérifié} \quad (0,00)$$

➤ Raidisseur

$$V_1 = 4, \text{ [kN] Effort tranchant} \quad V_1 = \max(1.25 \cdot N_j, 2 \cdot N_j / [1 + (a_4/a_2)^2])$$

$$= 53$$

$$M_1 = 0, \text{ [kN} \cdot \text{m] Moment fléchissant} \quad M_1 = V_1 \cdot a_2$$

$$= 42 \text{ m]}$$

$$V_m = 5, \text{ [kN] Effort tranchant du} \quad V_m = \max(V_1, V_{22})$$

$$= 60 \text{ raidisseur}$$

$$M_m = 0, \text{ [kN} \cdot \text{m] Moment fléchissant du} \quad M_m = \max(M_1, M_{22})$$

$$= 44 \text{ m] raidisseur}$$

Epaisseur

$$t_{r1} = 0, \text{ [m Epaisseur minimale du} \quad t_{r1} = 2.6 \cdot V_m / (\sigma_e \cdot h_r)$$

$$= 0 \text{ m] raidisseur} \quad t_{r2} = \sqrt{[h_r^2 \cdot V_m^2 + 6.75 \cdot M_m^2]} / (\sigma_e \cdot h_r \cdot l_r)$$

$$t_{r3} = 9, \text{ [m Epaisseur minimale du}$$

$$= 9 \text{ m] raidisseur} \quad t_{r3} = 0.04 \cdot \sqrt{[l_r^2 + h_r^2]}$$

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$$t_r \square \max(t_{r1}, t_{r2}, t_{r3}) \quad 10 > 9 \quad \text{vérifié} \quad (0, 91)$$

Soudures

$a'_r =$

$a'_r = [m \text{ Epaisseur min de la soudure du } k \cdot [(0.7 \cdot V_m)^2 + (1.3 \cdot M_m / h_r)^2] / (I_r \cdot \sigma_e)]^{1/2}$

$a''_r = k \cdot \max(1.3 \cdot V_m, 2.1 \cdot M_m / h_r) / (h_r \cdot \sigma_e)$

$a_r = \max(a'_r, a''_r)$

$$a_r \square \max(a'_r, a''_r) \quad 15 > 0 \quad \text{vérifié} \quad (0, 01)$$

➤ Poteau

Ame

$$t_w \square 3 \cdot M_m / (\sigma_{ec} \cdot h_r^2) \quad 21 > 0 \quad \text{vérifié} \quad (0, 01)$$

➤ Platine de prescellement

Pression diamétrale

$$|t_z'| \square 3 \cdot d \cdot t_{pp} \cdot \sigma_e \quad |0, 44| < 211, 50 \quad \text{vérifié} \quad (0, 00)$$

Chapitre 10 : Calcul des assemblages

$$|t_y'| \leq 3 * d * t_{pp} * \sigma_e \quad |0,44| < 211,50 \text{ vérifié} \quad (0,00)$$

REMARQUES

| | |
|--|-----------|
| Epaisseur de la soudure assemblant l'aile du poteau à la platine trop faible | 8 [mm] < |
| | 20 [mm] |
| Epaisseur de la soudure assemblant l'âme du poteau à la platine trop faible | 8 [mm] < |
| | 10 [mm] |
| Rayon de la crosse trop faible. | 48 [mm] < |
| | 60 [mm] |
| Epaisseur des raidisseurs trop faible. | 10 [mm] < |
| | 13 [mm] |

| | | |
|--|-------|------|
| Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme | Ratio | 0,91 |
|--|-------|------|

Chapitre 11 :

**E
t
u
d
e**

1. Introduction :

On appelle fondation la base de l'ouvrage que se trouve en contact direct avec le terrain d'assise, son rôle est d'assurer la stabilité de l'ouvrage en assurant la transmission de toutes les charges supportées par cet ouvrage d'une manière uniforme au sol. Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles

- ✓ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ✓ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans les bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La fondation doit être en équilibre sous :

- ✓ Les sollicitations dues à la superstructure.
- ✓ Les sollicitations dues au sol.

2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement de facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise. ✓ La distance entre axe des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La profondeur du bon sol.

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

N : effort transmis de la superstructure jusqu'à la base.

S : surface d'appuis sur le sol.

E_{sol} : la capacité portante du sol

3. Etude du sol :

Dans l'étude d'un projet de génie civil, le calcul des fondations ne peut se faire sans une étude géométrique approfondie du sol en effectuant plusieurs sondages.

Dans notre cas la contrainte admissible du sol est égale à 2 bars.

Etude d'encrage :

L'encastrement d'un pied de poteau sur un massif en béton est réalisé au moyen d'une platine appuyée sur le massif et ancrée par des tiges de scellement.

Pour le dimensionnement de l'encastrement c'est-à-dire la détermination des efforts dans les tiges d'ancrage et dans la platine ainsi que le moment et l'effort normal exercé sur la base du poteau sont équilibrés par la traction des tiges d'ancrages et la compression du béton.

La liaison des poteaux à leur extrémité est considérée comme encastrement dans les deux sens longitudinal et transversal.

Le béton des poteaux est dosé 350kg/m^3

$F_{c28}=25\text{MPa}$

4. Platine d'extrémité :

C'est un plan en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Elle est percée sur sa ligne médiane pour recevoir les extrémités filetées des tiges d'ancrages scellés dans la fondation. Sous l'action du serrage des écrous, la platine prend directement appui sur le béton de fondation. La platine peut être renforcée par un raidisseur.

5. Fondation de la structure :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

6. Caractéristiques des matériaux :

5.1 Béton :

Résistance caractéristique de calcul $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_b = 0,85 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 * \frac{25}{1,5} = 14,16 \text{ MPA}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 * f_{c28} = 0,6 + 0,06 * 25 = 2,1 \text{ MPA}$$

Etat limite de service :

$$\sigma_b = 0,6 * f_{c28} = 15MPA$$

Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_b = 0,85 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 * \frac{25}{1,15} = 18,48MPA$$

5.2 Acier :

Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPA$$

Etat limite de service :

$$\sigma_s = \frac{2}{3} * f_e = \frac{2}{3} * 400 = 267MPA$$

Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_s = 400MPA$$

7. Choix du type de fondation :

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.

Chapitre 11 : Etude de fondation

- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

Vu la nature du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars) et la descente des charges : on opte pour des fondations superficielles de type « semelle isolées »

Dimensionnement des fondations :

$$a=B=307\text{mm} \quad b=h=478\text{mm}$$

$$\sigma < \sigma_{sol} \rightarrow \frac{N_{sd}}{S} < \sigma_{sol}$$

$$S > \frac{N_{sd}}{\sigma_{sol}} = \frac{1321,01}{200} = 6,06\text{m}^2$$

$$S=7\text{m}^2$$

$$A \geq \sqrt{\frac{a}{b}} * S = \sqrt{\frac{0,307}{0,478}} * 7 = 2,12\text{m}$$

$A > 2,12\text{m}$ on opte pour $A=2,5\text{m}$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a}} * S = \sqrt{\frac{0,478}{0,307}} * 7 = 3,30\text{m}$$

$B > 3,30\text{m}$ on opte pour $B=3,5\text{m}$

Chapitre 11 : Etude de fondation

$$d \geq \sup \left[\frac{A - a}{4}; \frac{B - b}{4} \right]$$

$$d \geq \sup \left[\frac{2,5 - 0,307}{4}; \frac{3,5 - 0,478}{4} \right]$$

$$d \geq \sup[0,54m; 0,75m]$$

$d > 0,75m$ on opte pour $d=0,8m$ $h=d+0,05=0,85m$

Vérification :

$$\sigma = \frac{N_{sd} + \varphi_{semelle}}{S_{semelle}} < \sigma_{sol} = 0,2MPa$$

$$\sigma = \frac{1,32101 + (3,5 * 2,5 * 0,85) * 0,025}{3,5 * 2,5}$$

$\sigma = 0,172MPa < 0,2MPa$ Vérifier

Ferraillage de la semelle :

$$\frac{A_s}{A} = \frac{N_{sd}(A - a)}{8 * d * \sigma_{st}} = \frac{1,32101 * (2,5 * 0,307)}{8 * 0,8 * \frac{400}{1,15}}$$

$A_{s/A}=13,01cm^2 \longrightarrow 9HA14=13,85cm^2$

$$\frac{A_s}{B} = \frac{N_{sd}(B - b)}{8 * d * \sigma_{st}}$$

$A_{s/B}=17,93cm^2 \longrightarrow 9HA16=18,10cm^2$

Chapitre 11 : Etude de fondation

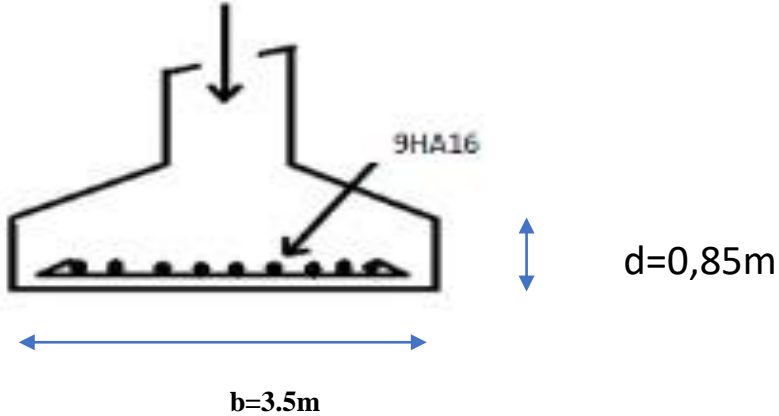


Figure 11. 1 : schéma de ferrailage de la semelle .

Conclusion générale

Conclusion générale

L'ingénieur en génie civil est censé de concevoir des édifices et garantir leur bon fonctionnement, tout en respectant les règles en vigueur, il doit tenir en compte de plusieurs critères dont la sécurité, l'économie et l'aspect architectural.

Ce projet de fin d'étude est une phase très importante dans le cycle de formation de L'ingénieur, il nous a permis de nous familiariser avec les différentes normes et règlement régissant le domaine de la construction métallique.

L'ouvrage réalisé est un bâtiment (R+2) en construction métallique à usage industriel, ce projet de fin d'étude nous a permis d'élargir et d'approfondir nos connaissances en passant par les étapes suivantes :

- Pré-dimensionnement et le dimensionnement des différents organes constituant cet ouvrage suivant les règles mises au point par les différents règlements de calcul.
- Faire le calcul tridimensionnel et dynamique en procédant à des logiciels de calcul tel que « ROBOT ».
- Les vérifications des éléments porteurs face aux différents phénomènes d'instabilités conformément aux règlements en vigueur.

Par ailleurs, au cours de cette étude nous nous sommes parvenu à certaines conclusions qui sont :

-
- L'acier permet de construire des ouvrages très importants du point de vue : capacité portante, légèreté, ce qui permet de construire sur des sols ayant une faible capacité portante
 - L'utilisation des logiciels de calcul est primordiale dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité

Conclusion générale

ainsi qu'un gain de temps, mais elle doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure

- Les actions du séisme sont les plus défavorables dans les structures métalliques avec plancher mixte acier-béton et à étages multiples
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures
- La stabilité d'ensemble est obtenue à partir de la rigidité des connexions et de l'utilisation de systèmes de contreventement.

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous a permis d'acquérir une multitude de nouvelles informations sur le domaine pour nous permettre de mieux appréhender notre future vie professionnelle.

Bibliographie

Bibliographie

Règlements :

- DTR C 2-4.7 : « Règlement Neige et Vent version 2013 (RNV2013) » Centre National d'étude et de Recherche Intégrés du Bâtiment
- DTR B.C 2.2 : « Charges permanentes et charges d'exploitations » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS
- EUROCODE 3 : « Calcul des structures métalliques et document d'application nationale » Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR)
- EUROCODE 4 : « Calcul des structures mixtes acier-béton et document d'application nationale » Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR)
- DTR B.C 2.44 : « Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier(CCM97) » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS
- DTR B.C 2.48 : « Règlement Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS
- BAEL 91/99 : « Règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites - BAEL 91 révisé 99 » Avril 99

Ouvrages :

- DAHMANI Lahlou, « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique », Office des publications universitaires.

Logiciels :

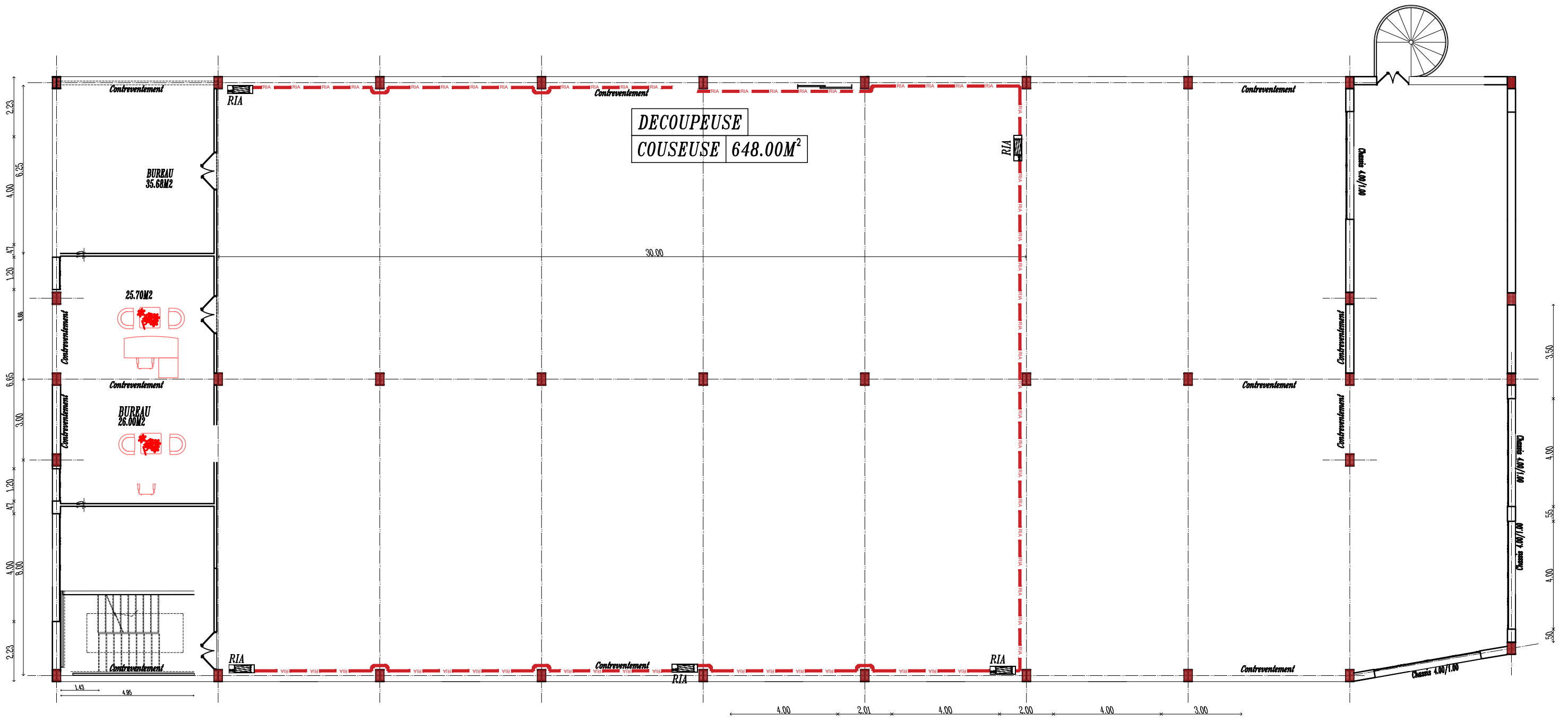
- ROBOT : « Autodesk Robot Structural Analyses Professional version 2021 ».

Bibliographie

Documentation :

- Les thèses de fin d'études.

PLAN DU 2eme ETAGE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

DECOPLUS SERVICE
 1001 ALGER 106 AV. BEKRAJ Djejj
 Architecture agence-Agences 011/14/002
 Bureau 1 - CHEMIN DES CHENOUES JUSQU'AU BUREAU Bureau 406 TSI 0020
 Tél : 021 88 00 00
 Tél/Fax : 021 72 23 00
 Email : decohplus@gmail.com

MAITRE D'OUVRAGE
 SARL EMBAL TISS

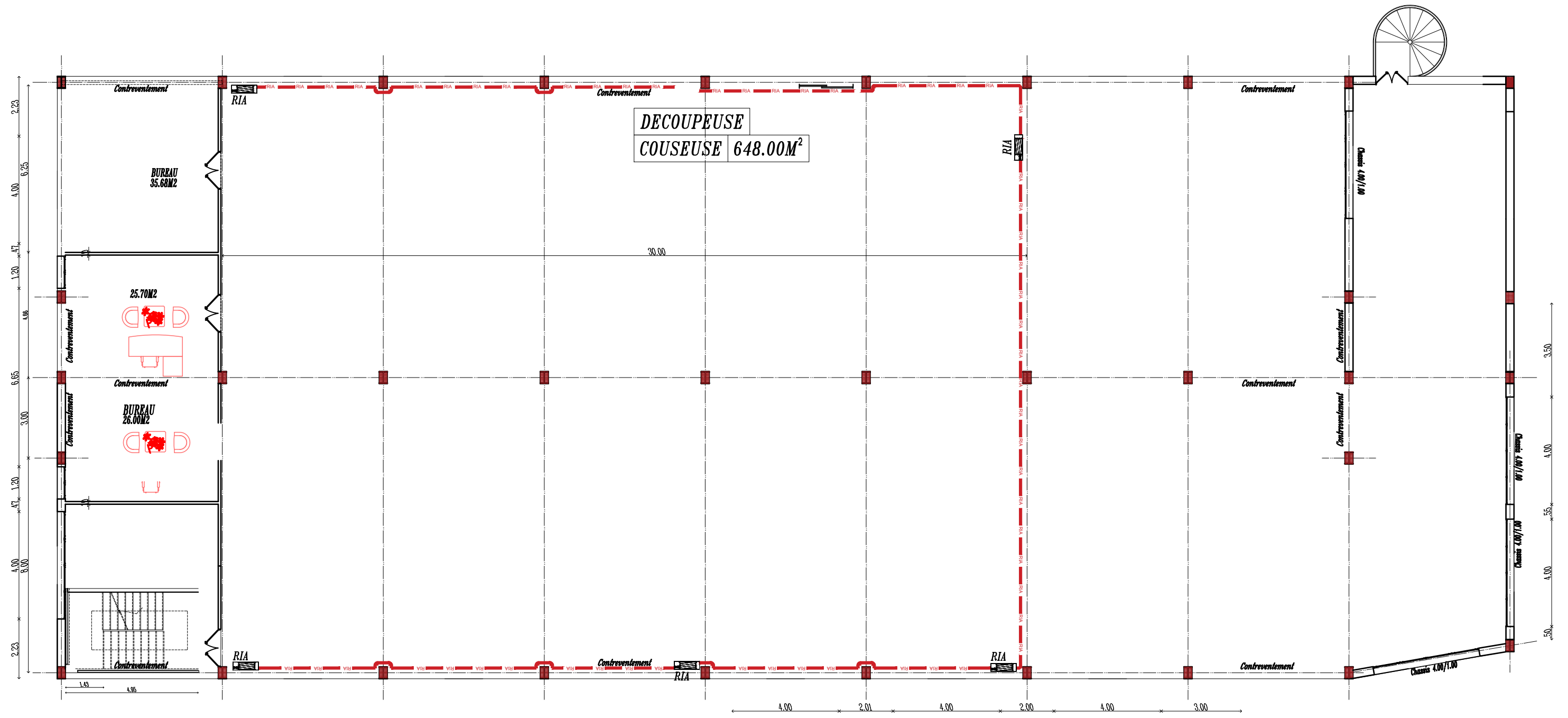
Designation
 PLAN DU 2eme ETAGE

Date : JUIN 2022
 N° : 1/00
 Profession : ARCHITECTURE
 Plan N° : 04

PROJET: PERMIS MODIFICATIF
 POUR LA REALISATION D'UN ATELIER DE TISSAGE DE SAC EN POLYPROPYLENE

VISA:

PLAN DU 2eme ETAGE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

DECOPLUS SERVICE
 0021 2020 216 427 800001 2020
 Architecte agréé-Agrément n°0111/16/2020
 Bureau : -CHENOUA BOU CHENOUA -JEMMENA ALGERIA -BOULEVARD 446 2120 00000
 Tel : 021 4270 80 00 00
 Fax/wh : 021 4270 80 00
 Email : dektoplus@gmail.com

MATRE D'OUVRAGE
 SARL EMBAL TISS

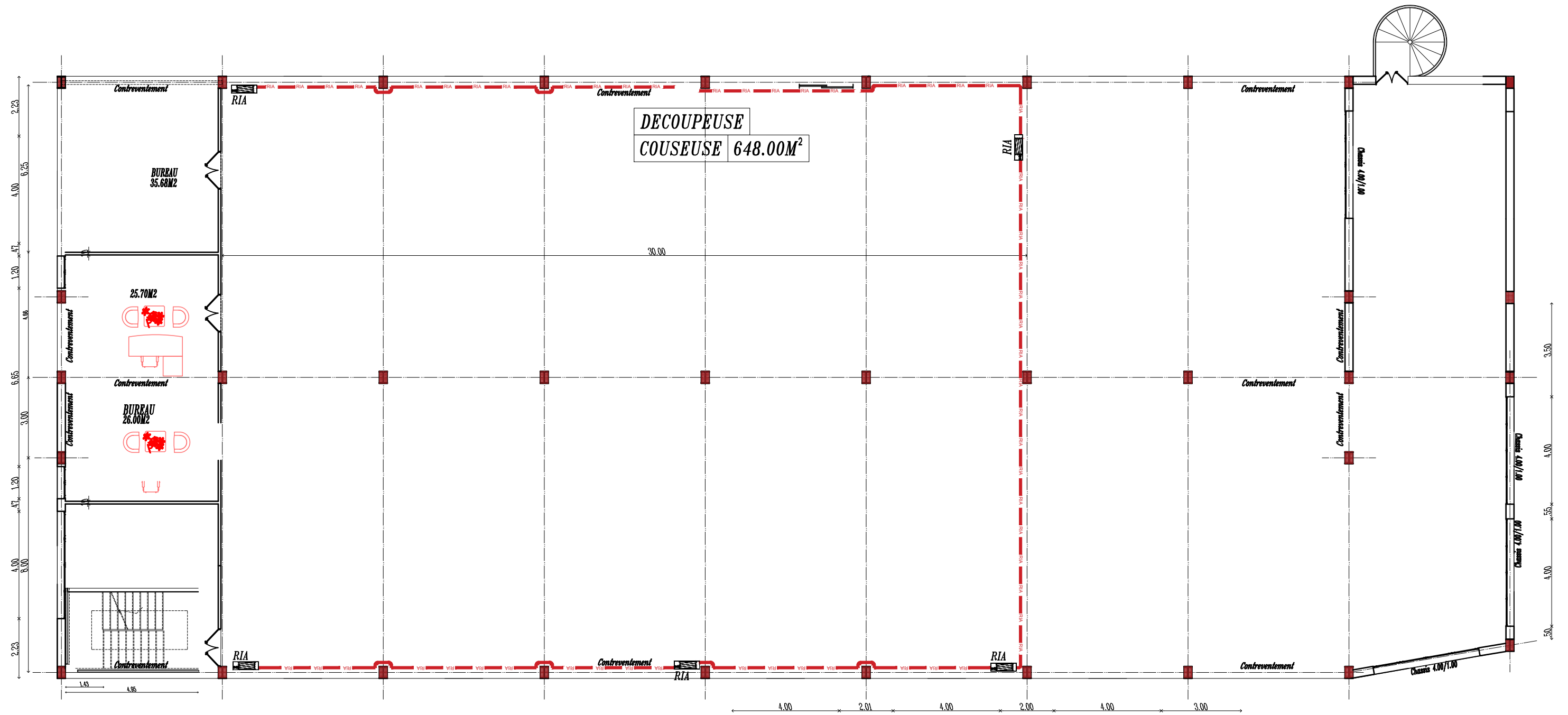
Attribution
 PLAN DU 2eme ETAGE

Date : JULIEN 2022
 Ech : 1/50
 Discipline : ARCHITECTURE
 Plan N° : 04

PROJET: PERMIS MODIFICATIF
 POUR LA REALISATION D'UN ATELIER DE TISSAGE DE SAC EN POLYPROPYLENE

VISA:

PLAN DU 2eme ETAGE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

DECOPLUS SERVICE
 0021 2020 216 427 800001 2020
 Architecte agréé-Agrément n°0111/16/2020
 Bureau : -CHENOUA BOU CHENOUA -JEMMENA ALGERIA -BOULEVARD 446 2120 00000
 Tel : 021 2020 216 427 800001
 Fax : 021 2020 216 427 800001
 Email : dektoplus@gmail.com

MATRE D'OUVRAGE
 SARL EMBAL TISS

Attribution
 PLAN DU 2eme ETAGE

Date : JULIEN 2022
 Ech : 1/50
 Discipline : ARCHITECTURE
 Plan N° : 04

PROJET: PERMIS MODIFICATIF
 POUR LA REALISATION D'UN ATELIER DE TISSAGE DE SAC EN POLYPROPYLENE

VISA: