



République Tunisienne
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université de Tunis El Manar
Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis



DEPARTEMENT GENIE MECANIQUE

Rapport de stage ingénieur

Effectué par

Mohamed KAICH

Encadré par

Mr Ridha SAIDI

Conception d'une salle d'attente

Année universitaire 2020/2021

Remerciements

Je tiens à exprimer mes remerciements à mon encadrant Mr Ridha SAIDI pour m'avoir guidée dans ce projet et à Mr Rabie BELGHITH pour ses conseils.

Je remercie Mr Mostafa ATIGUI directeur de la Société Régionale de Transport Médenine pour l'élaboration des informations nécessaires pour réaliser ce projet.

SRT MEDENINE

Résumé

SRT MEDENINE

Table de matières

Remerciements	2
Résumé.....	3
Table de matières	4
Table de figures	6
Liste de tableaux.....	8
Introduction.....	9
Nomenclature.....	10
Chapitre 0 : Introduction de l'entreprise	11
Chapitre 1 : Calcul d'ossature	14
1. Description de la charpente.....	15
2. Charges sur la structure.....	16
2.1. Charges permanentes	16
2.2. Surcharges d'exploitation.....	16
2.3. Actions du vent	16
2.4. Pondérations.....	20
3. Pré-dimensionnement.....	20
3.1. Choix des profilés	20
3.2. Dimensionnement du contreventement	21
3.3. Nombre des pannes et épaisseur des panneaux de couverture	27
4. Dimensionnement des pannes	29
5. Calcul du portique	32
5.1. Actions latérales	32
5.2. Actions dans le plan du portique	33
5.3. Calcul du déversement.....	35
5.4. Dimensionnement	36
5.4.1. Charges et combinaisons.....	37
5.4.2. Choix des poteaux.....	38
5.4.3. Choix des traverses	41
6. Conclusion	46
Chapitre 2 : Calcul d'assemblages	49

1. Approche du calcul	48
2. Attaches panne - traverse.....	51
3. Assemblage poteau-traverse	52
3.1. Poteau IPE 140 – traverse IPE 100	53
3.2. Poteau IPE 140 – traverse IPE 80	59
4. Pied du poteau encastré.....	59
5. Conclusion.....	65
Chapitre 2 : Validation numérique	67
1. Vérification d’ossature	68
2. Vérification d’assemblages	91
2.1. Assemblages poteau-traverse	91
2.2. Pied du poteau encastré.....	96
Conclusion.....	99
Annexes.....	80
Références bibliographiques.....	87

Table des figures

Figure 0.1 : Organigramme de l'entreprise SRTM	13
Figure 1.1 : Vue globale de la charpente	15
Figure 1.2 : Probabilité de dépassement de vitesse du vent	17
Figure 1.3 : Coefficient de dimension	18
Figure 1.4 : Coefficients de pression	19
Figure 1.5 : Actions du vent sur le contreventement	21
Figure 1.6 : Calcul de la résistance du contreventement.....	22
Figure 1.7 : Calcul de la rigidité du contreventement	24
Figure 1.8 : Portées admissibles des panneaux sandwich	28
Figure 1.9 : Structure porteuse principales.....	32
Figure 1.10 : Charges latérales sur le portique	32
Figure 1.11 : Charges dans le plan du portique	33
Figure 1.12 : Structure isostatique équivalente	34
Figure 1.13 : Contrainte principale sur le poteau (1)	38
Figure 1.14 : Contrainte principale sur le poteau (3)	39
Figure 1.15 : Contrainte principale sur le poteau (5).....	39
Figure 1.16 : Flèche du poteau (1)	40
Figure 1.17 : Flèche du poteau (3)	40
Figure 1.18 : Flèche du poteau (5)	40
Figure 1.19 : Contrainte principale sur la traverse (4).....	41
Figure 1.20 : Moment de flexion sur la traverse (4).....	42
Figure 1.21 : Flèche de la traverse (4)	43
Figure 1.22 : Contrainte principale sur la traverse (2).....	43
Figure 1.23 : Moment de flexion sur la traverse (2).....	44
Figure 1.24 : Flèche de la traverse (2)	45
Figure 2.1: Assemblage poteau-poutre par platine d'extrémité boulonnée	48
Figure 2.2 : Calcul de la rigidité initiale de l'assemblage	49
Figure 2.3 : Pied du poteau encasté par platine non raidie.....	50
Figure 2.4: Attache panne-traverse par échantignolle	51

Figure 2.5: Dispositions constructives réglementaires des boulons	52
Figure 2.6 : Configuration d'assemblage poteau-traverse (2).....	53
Figure 2.7 : Configuration d'assemblage poteau-traverse (4).....	57
Figure 2.8: Traction dans les tiges d'ancrage et compression sur le béton	60
Figure 2.9 : Configuration d'assemblage pied du poteau-sol	61
Figure 2.10 : Sollicitations au débord coté béton comprimé	63
Figure 2.11 : Moment admissible de la platine en fonction d'épaisseur	64
Figure 2.12 : Effort tranchant admissible de la platine en fonction d'épaisseur	64
Figure 3.1 : Modèle Autodesk de la charpente	68
Figure 3.2 : Charges d'exploitation	69
Figure 3.3 : Charges permanentes	69
Figure 3.4 : Vue d'assemblage poteau IPE140- traverse IPE100	72
Figure 3.5 : Vue d'assemblage poteau IPE140- traverse IPE80	74
Figure 3.6 : Vue d'assemblage pied du poteau encastré	76

Liste de tableaux

Tableau I : Valeurs des actions du vent normal au long pan en daN/m	19
Tableau II : Valeurs des actions du vent normal au pignon en daN/m	20
Tableau III : Résultats du calcul d'assemblages.....	65

SRT MEDENINE

Introduction

De nos jours, l'acier est largement utilisé dans la construction des bâtiments pour son rapport résistance-poids élevé, et la rapidité de son mise en œuvre.

Le calcul d'une charpente métallique fait intervenir des études théoriques concernant la résistance des matériaux, la stabilité des structures et le comportement des assemblages.

Habituellement, les structures à un seul niveau sont calculées en plasticité. Cependant l'utilité d'un calcul en plasticité est limitée par les conditions de déformation et de stabilité. En prévoyant que celles-ci gouverneront le dimensionnement, nous avons choisi un calcul en élasticité pour la structure porteuse principale.

La méthodologie générale est la suivante :

- Détermination des charges sur la structure
- Pré-dimensionnement (contreventement et couverture)
- Analyse globale élastique de la structure
- Dimensionnement des poutrelles
- Calcul des assemblages
- Vérification numérique des éléments d'ossature et d'assemblages

Nous utiliserons les règlements suivants pour le calcul :

CM66 : Règles de dimensionnement des constructions métalliques

NV65 : Règles déterminant les actions du vent sur les constructions

EUROCODE3 : Règles du calcul des assemblages boulonnés et règles du calcul de déversement

Ouvrages d'**Yvon Lescouarc'h** pour le calcul des pieds des poteaux encastrés

Nomenclature

ρ : Masse volumique

E : Module d'Young

G : Module de Poisson

σ_e : Limite élastique

s : Coefficient de sécurité

I_y, I_z : Inertie de flexion

I_t : Inertie de torsion

I_w : Constante de gauchissement

$w_{el,y}, w_{el,z}$: Modules élastiques de la section

$w_{pl,y}, w_{pl,z}$: Modules plastiques de la section

c, b : Indices respectives des poteaux et des traverses

Chapitre 0 : Présentation de l'entreprise

SRT MEDENINE

La société régionale de transport de Médenine « **SRTM** » est une entreprise semi étatique à caractère commercial rattachée au ministère de transport, elle a été créée en 1967 avec un capital initial de 1000 dinars -augmenté ultérieurement pour atteindre 130 000 dinars- pour satisfaire les demandes de transport de voyageurs et de marchandises dans le gouvernorat de Médenine. La réforme de 1988 a libéré le transport de marchandises et n'a gardé uniquement que le transport public de voyageurs.

Actuellement le réseau de la SRT Médenine couvre toutes les délégations de Médenine et Tataouine en matière de :

Transport scolaire et universitaire

Transport urbain et suburbain

Transport régional

Locations

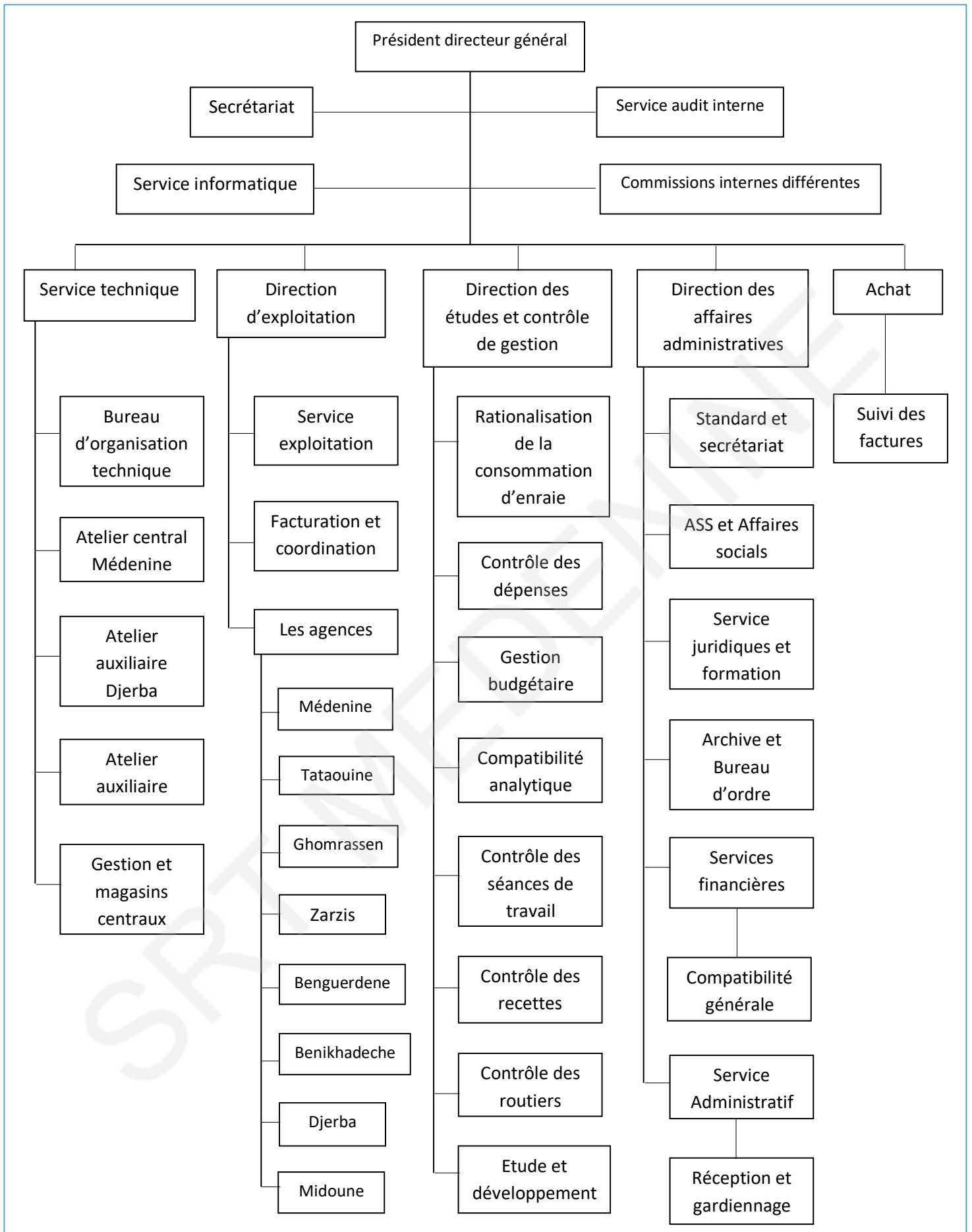


Figure 0.1 : Organigramme de l'entreprise SRTM

Chapitre 1 : Calcul d'ossature

SRT MEDENINE

1. Description de la charpente

La structure porteuse du bâtiment consiste de 15 poteaux, 9 traverses et 14 pannes (figure 1.1) :

Poteaux encastrés au sol :

- 6 poteaux de longueur 2.5m (1)
- 6 poteaux de longueur 3.58m (3)
- 3 poteaux de longueur 1.78m (5)

Traverses assemblées aux poteaux :

- 6 traverses de portée 4.14m (2) liant les têtes des poteaux (1) et (3)
- 3 traverses de portée 2.04m (4) liant les têtes des poteaux (3) et (5)

Pannes de longueur 3m articulées aux traverses (6) :

- 7 pannes faîtières
- 7 pannes sablières
- Des pannes intermédiaires dont le nombre est sujet d'étude

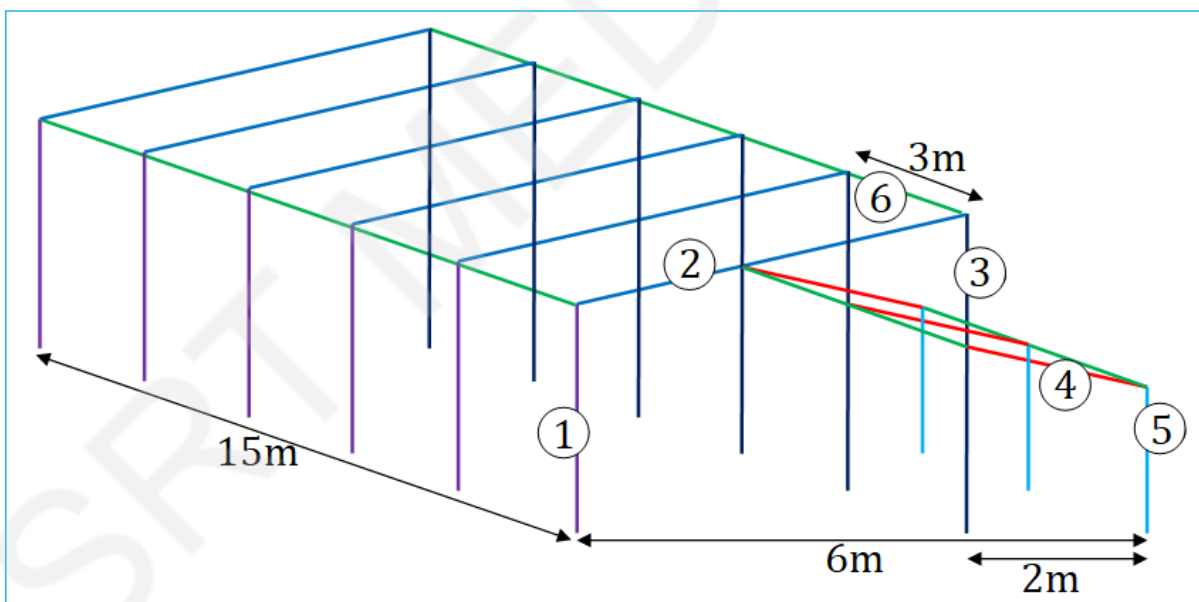


Figure 1.1 : Vue global de la charpente

Matériau de construction : acier **S235**

$\rho_{\text{acier}} = 7800 \text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$; $E = 210 \text{GPa}$; $G = E/2.6$; $\sigma_e = 235 \text{MPa}$;

Matériau de couverture : panneaux sandwich de largeur 1000mm

2. Charges sur la structure

2.1. Charges permanentes (G)

Elles comprennent :

- Le poids des éléments porteurs
- Le poids des éléments non porteurs (toitures, accessoires etc.)

Leur prise en compte dépend de l'élément d'intérêt :

- Toitures : leur propre poids
- Pannes : leur propre poids + le poids de couverture
- Traverses : leur propre poids + le poids des pannes et de couverture
- Poteaux : poids total de la structure

2.2. Surcharges d'exploitation (Q)

On les détermine selon le règlement CM66 pour la catégorie d'usage du bâtiment C3 (lieux de réunions ne possédant pas d'obstacles à la circulation des personnes) et des toitures de catégorie H (inaccessible sauf pour entretien) :

- Pour une portée supérieure à 3m : 2 charges concentrées $Q = 100 \text{ daN}$, appliquées à $1/3$ et à $2/3$ de la portée
- Pour une portée inférieure à 3m : les 2 charges sont placées à 1m d'intervalle

2.3. Actions du vent (V)

Selon les règles NV65, l'action du vent sur une paroi du bâtiment (exprimée en daN/m^2) est définie par :

$$p = Cq$$

Où :

q : Pression dynamique du vent, fonction de sa vitesse

C : Coefficient de pression, fonction de l'emplacement de la paroi dans le bâtiment

On distingue entre l'action normale du vent p et l'action extrême $p_e = 1.75p$

La pression dynamique est telle que :

$$q = q_{10} K_H K_S K_M \delta$$

Où :

$q_{10} = \frac{v_0^2}{16.3}$: La pression dynamique de référence

v_0 : vitesse de base du vent, prise telle que la probabilité de dépassement est supérieure à 0.3%

$K_H = 2.5 \frac{H+18}{H+60}$: Coefficient d'hauteur

K_S : Coefficient de site (protégé, normal ou exposé)

K_m : Coefficient de masque, traduit l'effet réductif des constructions voisines

δ : Coefficient de dimension

- Pression de référence

A partir des données climatiques fournies par www.meteoblue.com nous avons tracé la courbe de suivante :

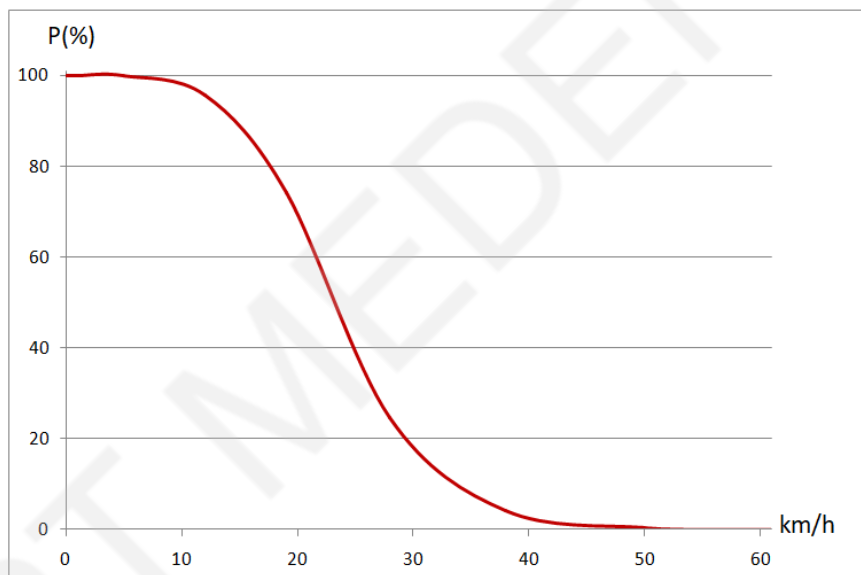


Figure 1.2 : Probabilité de dépassement de vitesse du vent

D'après la figure $v_0 = 15\text{m/s}$ d'où $q_{10} = 14\text{daN/m}^2$

- Coefficient d'hauteur

$$K_H = 2.5 \frac{3.58 + 18}{3.58 + 60} = 0.85$$

- Coefficient de site

On prend le coefficient d'un site normal. Soit $K_S = 1$

- Coefficient de masque

On néglige les effets de réduction dus aux constructions voisines. Soit $K_m = 1$

- Coefficient de dimension

On le détermine à partir de la courbe suivante :

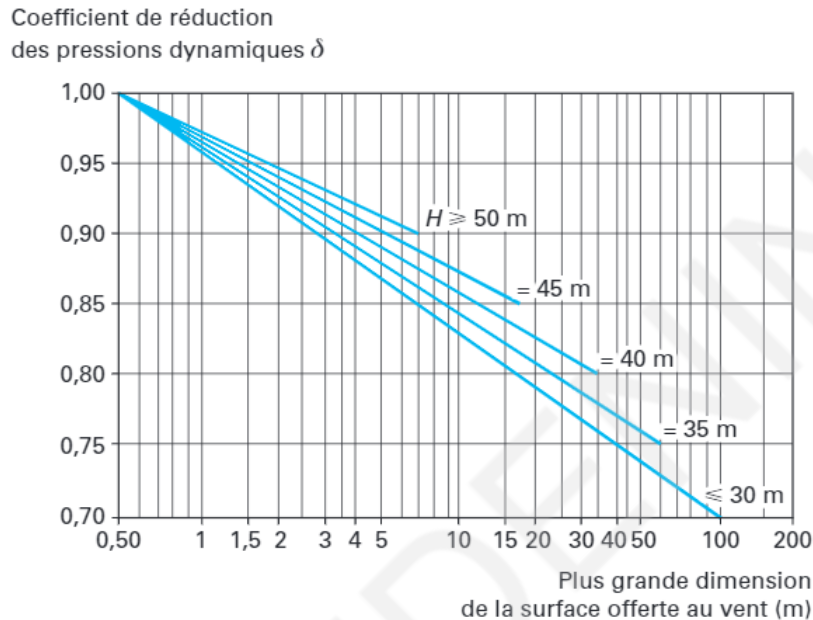


Figure 1.3 : Coefficient de dimension

Pour notre structure $H=3.58 < 30$, les plus grandes dimensions à considérer sont les travées les plus grandes.

Soient 3m pour le vent normal au long pan (vent1) et 4m pour le vent normal au pignon (vent2). On lit :

$$\delta_1(H, 3m) = 0.89 \text{ et } \delta_2(H, 4m) = 0.86$$

On obtient :

$$q_1 = 10.6 \text{ daN/m}^2$$

$$q_2 = 10.2 \text{ daN/m}^2$$

Le coefficient de pression du vent est définie par :

$$C = C_e - C_i$$

C_e et C_i , désignant respectivement les coefficients de pression extérieure et de pression intérieure, sont fonctions de la pente du toit et des rapports H/a et H/b . Tandis que C_e est fixe

pour une paroi et une direction du vent données, C_i peut prendre deux valeurs : une pour la surpression et une pour la dépression.

Les coefficients de pression sont indiqués dans la figure suivante (le signe + désigne que l'action est dirigée vers la paroi) :

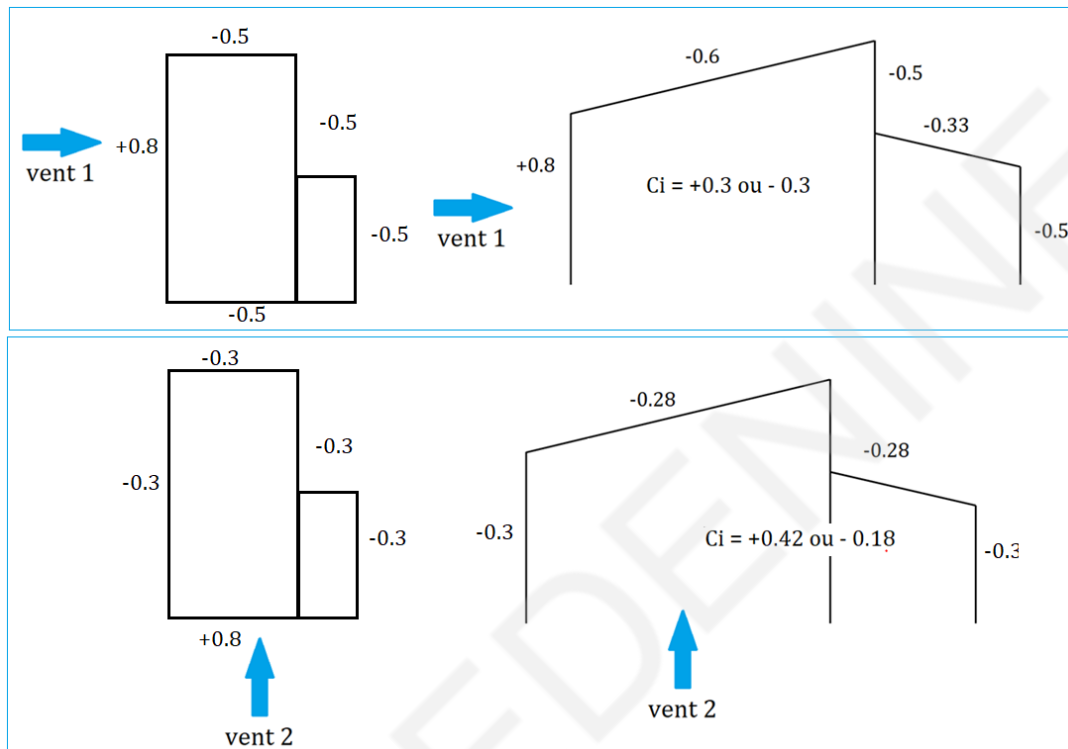


Figure 1.4 : Coefficients de pression

Récapitulatif des actions du vent

Tableau I : Valeurs des actions du vent 1 en daN/m

Elément		Vent 1/sur	Vent 1/dép
Poteau (1)		15.9	35.1
Traverse (2)		-28.5	-9.6
Poteau (3)		-25.5	-6.3
Traverse (4)		-20.1	-0.9
Poteau (5)		-25.5	-6.3
pignon	Poteau (1)	-17	-4.2
	Poteau (3)	-22.2	-5.5
	Poteau (5)	-8.5	-2.1

Tableau II : Valeurs des actions du vent 2 en daN/m

Elément		Vent2/sur	Vent2/dép
Poteau (1)		-22.2	-3.9
Traverse (2)		-21.3	-3
Poteau (3)		-22.2	-3.9
Traverse (4)		-21.3	-3
Poteau (5)		-22.2	-3.9
pignon au vent	Poteau (1)	7.8	20
	Poteau (3)	10.2	26.1
	Poteau (5)	3.9	10
pignon sous vent	Poteau (1)	-14.8	-2.6
	Poteau (3)	-19.3	-3.4
	Poteau (5)	-7.4	-1.3

Remarque :

- Les actions parallèles aux portiques sont obtenues en multipliant la pression par la longueur de la travée (3m)
- Les actions sur les pignons sont calculées par la méthode des sections

2.4. Pondérations

Les normes CM66 imposent la prise en compte des coefficients de pondérations pour les différents types des charges. On considère les combinaisons suivantes :

$$1.33G + 1.5Q$$

$$1.33G + 1.42Q + 1.42V$$

$$G-V_e$$

3. Pré dimensionnement

3.1 Choix des profilés

En outre que le critère de résistance, les poutrelles doivent assurer également la facilité et la simplicité des assemblages. On utilise généralement des profilés en I ou en H pour les poteaux et des profilés en I et en U pour les poutres.

Les contraintes qui sollicitent la structure sont dues notamment à la flexion selon les grands axes des sections. Dans ce cas, il est optimal d'utiliser des profilés IPE.

Nous allons choisir des profilés IPE pour les poutres et les poteaux.

3.2 Dimensionnement du contreventement

D'une manière générale la déformabilité des systèmes en présence reste toujours le critère essentiel qui gouverne la distribution des efforts au sein des structures, les parties les plus souples ayant tendance à se dérober au détriment des parties plus rigides, pouvant entraîner des sollicitations plus élevées que prévues d'une part, et des cheminements d'efforts anormaux d'autre part.

On prévoit qu'aucun mécanisme de contreventement n'est nécessaire pour les efforts sur le long pan car :

- Le portique sera dimensionné rigide
- Les poutrelles du portique seront disposées telles que les actions du vent agissent selon leurs grands axes

Cependant on montre que le contreventement contre les efforts sur le pignon est nécessaire pour stabiliser la structure et maintenir une distribution des efforts convenable aux poutrelles vulnérables à la flexion selon leurs petits axes.

La solution la plus courante est la croix de Saint André. On parle d'une poutre au vent en cas du contreventement horizontal est d'une palée de stabilité en cas du contreventement vertical :

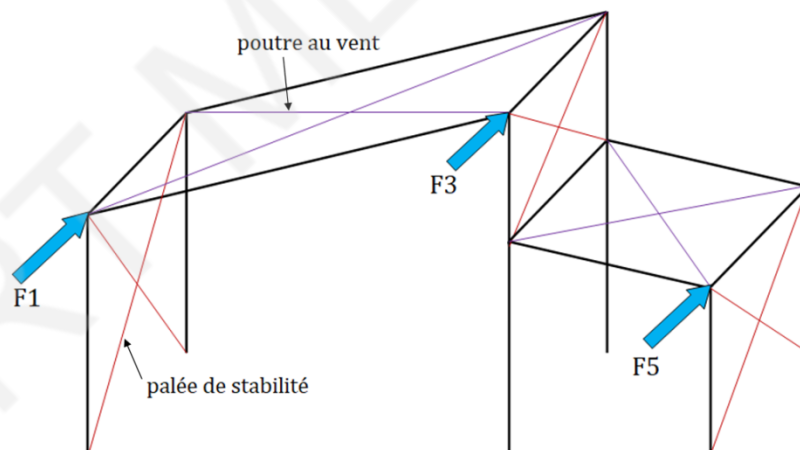


Figure 1.5 : Actions du vent sur le contreventement

Remarque :

Les diagonales comprimées ne sont pas prises en compte puisqu'elles flambent au moindre effort. Il s'agit donc d'un calcul isostatique où les efforts reportés aux extrémités des poteaux sont déterminés par la méthode de sections.

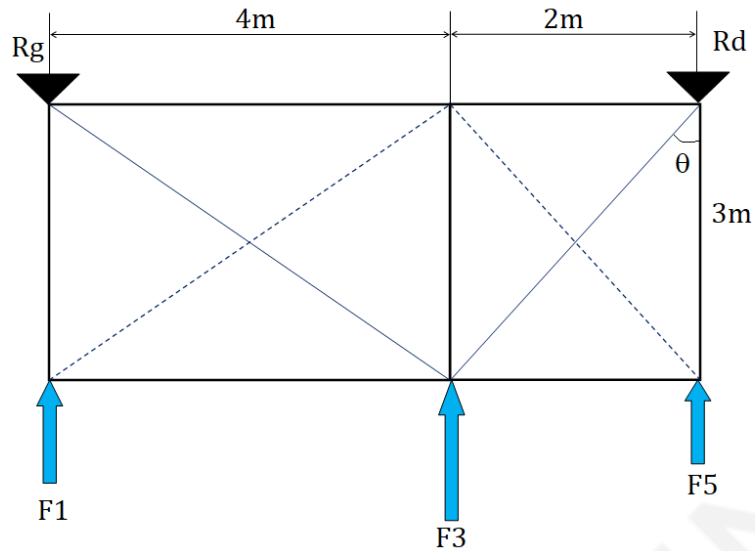


Figure 1.6 : Calcul de la résistance du contreventement

Détermination des efforts horizontaux

On considère l'action extrême du vent 2/dép sur le pignon (**tableau II**) :

$$F1 = 1.75 \times \frac{20 + 2.6}{2} \times 2.5 = 49 \text{ daN}$$

$$F3 = 1.75 \times \frac{26.1 + 3.4}{2} \times 3.58 = 92 \text{ daN}$$

$$F5 = 1.75 \times \frac{10 + 1.3}{2} \times 1.78 = 12 \text{ daN}$$

Détermination des réactions

$$Rd = F5 + \frac{4}{6} F3 = 73 \text{ daN}$$

$$Rg = F1 + \frac{2}{6} F3 = 80 \text{ daN}$$

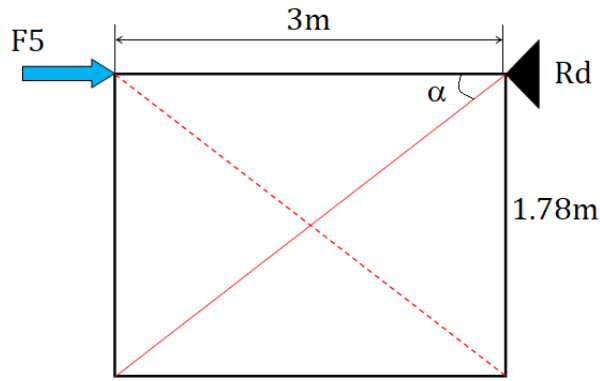
Résistance des poutres

L'effort de traction T1 dans la poutre la plus sollicitée est tel que :

$$T1 \cos \theta + F5 = Rd$$

$$T1 = (73 - 12) \frac{\sqrt{13}}{3} \approx 73 \text{ daN}$$

Résistance des palées



L'effort de traction T2 dans la palée la plus sollicitée est tel que :

$$T2 \cos \alpha + F5 = Rd$$

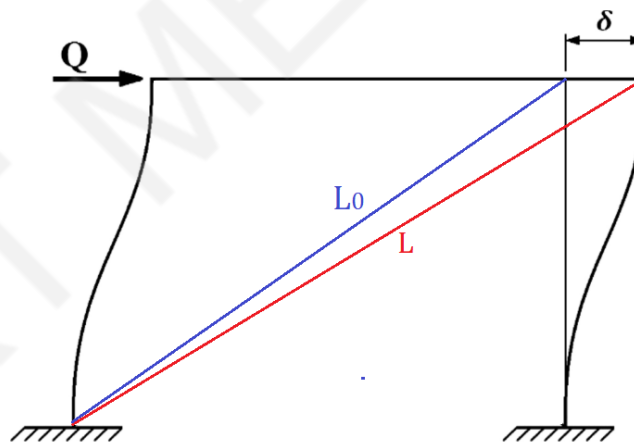
$$T2 = 61 \frac{\sqrt{1.78^2 + 3^2}}{3} = 71 \text{ daN}$$

On considère des palées et des poutres au vent de même section A :

$$A \geq \frac{T1}{157} \rightarrow A \geq 5 \text{ mm}^2$$

Rigidité latérale

Le contreventement constitue une liaison élastique entre le portique et le sol :



La rigidité de cette liaison est d'importance primordiale vu qu'elle influe la distribution des efforts. En effet peu n'importe la réaction d'une telle liaison les sollicitations sont toujours maximales aux pieds des poteaux où le moment de flexion croît en fonction de l'élasticité du contreventement.

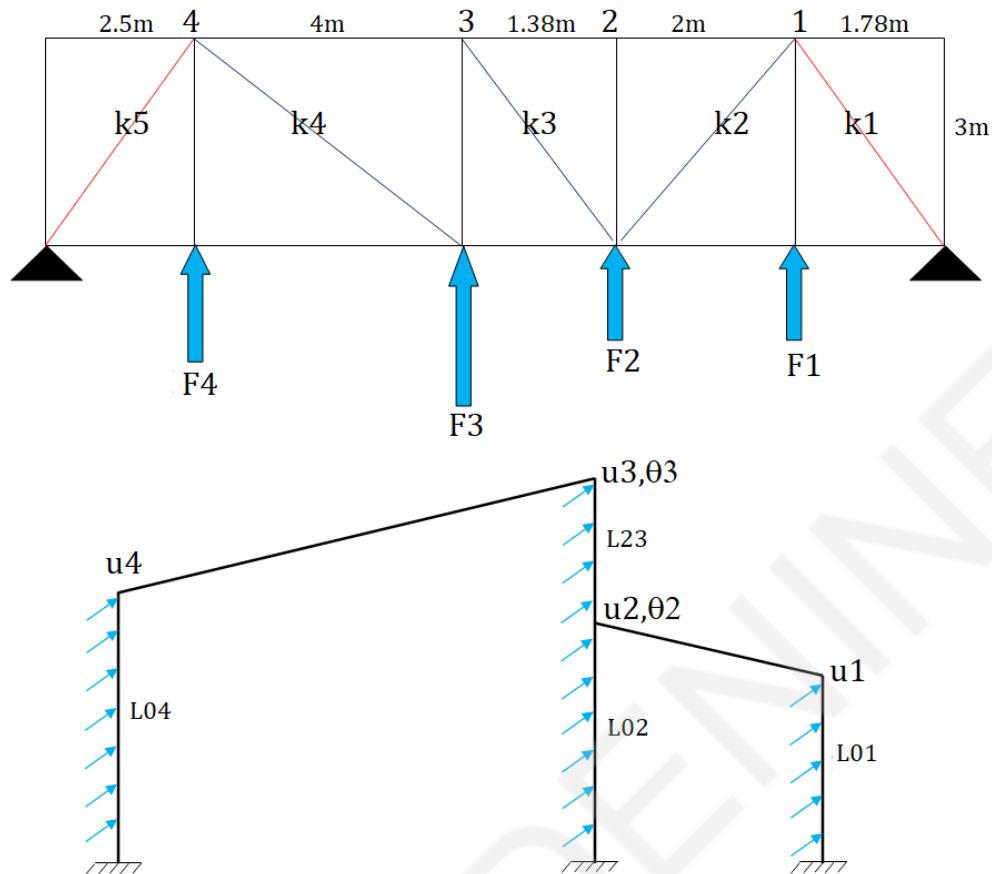


Figure 1.7 : Calcul de la rigidité du contreventement

Élément du contreventement

A : Section

a_i : Longueur

α_i : Angle par rapport à l'axe horizontal

La rigidité au déplacement horizontal d'un élément i devient :

$$k_i = \frac{EA}{3} (\cos \alpha_i)^3 = \frac{9EA}{a_i^3}$$

Poteaux

I : Moment quadratique

$L_{01} = 1.78\text{m}$; $L_{02} = 2.2\text{m}$; $L_{23} = 1.38\text{m}$; $L_{04} = 2.5\text{m}$

Champs des déplacements et des forces

u_j, θ_j : Déplacement horizontal et rotation du nœud j

F_j : Action horizontale sur nœud j

Matrice de rigidité

Pour les poteaux (1) et (5) on peut calculer directement la rigidité au déplacement horizontal des têtes, les rotations de ces dernières seront éliminées de la matrice :

$$(k_1 + \frac{3EI}{L_{01}^3})u_1 = F_1$$

$$k_2(u_2 - u_1) = F_2 - F_1$$

$$(k_5 + \frac{3EI}{L_{04}^3})u_4 = F_4$$

$$k_4(u_4 - u_3) = F_4 - F_3$$

Cependant pour le poteau (3) les déplacements des nœuds 2 et 3 sont liés aux rotations :

$$K_{23}U_{23} = F_{23}$$

Avec :

$$U_{23} = (u_2, \theta_2, u_3, \theta_3) ; F_{23} = (F_2, 0, F_3, 0)$$

$$K_{23} = EI \begin{pmatrix} 12 \left(\frac{1}{L_{02}^3} + \frac{1}{L_{23}^3} \right) + k_3 & 6 \left(\frac{1}{L_{23}^2} - \frac{1}{L_{02}^2} \right) & \frac{-12}{L_{23}^3} - k_3 & \frac{6}{L_{23}^2} \\ 6 \left(\frac{1}{L_{23}^2} - \frac{1}{L_{02}^2} \right) & 4 \left(\frac{1}{L_{02}} + \frac{1}{L_{23}} \right) & \frac{-6}{L_{23}^2} & \frac{2}{L_{23}} \\ \frac{-12}{L_{23}^3} - k_3 & \frac{-6}{L_{23}^2} & \frac{12}{L_{23}^3} + k_3 & \frac{-6}{L_{23}^2} \\ \frac{6}{L_{23}^2} & \frac{2}{L_{23}} & \frac{-6}{L_{23}^2} & \frac{4}{L_{23}} \end{pmatrix}$$

On obtient par assemblage des matrices :

$$KU = F$$

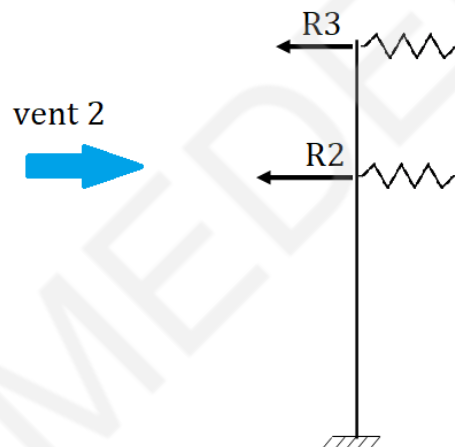
Avec :

$$U = (u_1, u_2, \theta_2, u_3, \theta_3, u_4) ; F = (F_1, 0, 0, F_3, 0, F_4)$$

$$K = \begin{pmatrix} k_1 + \frac{3EI}{L_{01}^3} & -k_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + (K_{23})_{1,1} & (K_{23})_{1,2} & (K_{23})_{1,3} & (K_{23})_{1,4} & 0 \\ 0 & (K_{23})_{1,2} & (K_{23})_{2,2} & (K_{23})_{2,3} & (K_{23})_{2,4} & 0 \\ 0 & (K_{23})_{1,3} & (K_{23})_{2,3} & k_4 + (K_{23})_{3,3} & (K_{23})_{3,4} & -k_4 \\ 0 & (K_{23})_{1,4} & (K_{23})_{2,4} & (K_{23})_{3,4} & (K_{23})_{4,4} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -k_4 & 0 & k_4 + k_5 + \frac{3EI}{L_{04}^3} \end{pmatrix}$$

Nous allons caractériser la rigidité relativement au poteau le plus sollicité (3).

Soient R_2 et R_3 les réactions aux nœuds 2 et 3 :



$$Mz(0) = 6.4V - 3.58R_3 - 2.2R_2$$

$$u_3 = \frac{20.53V - 15.29R_3 - 6.89R_2}{EI}$$

$$u_2 = \frac{10.13V - 6.89R_3 - 3.55R_2}{EI}$$

Lorsque le contreventement est parfaitement rigide la section la plus sollicitée est le pied du poteau et les déplacements u_2 et u_3 sont nuls.

Pour des poteaux IPE 140 :

$$\Delta\sigma = 0.081\Delta Mz(0)$$

$$\Delta Mz(0) = -3.58\Delta R_3 - 2.2\Delta R_2$$

$$\Delta u_3 = -0.162\Delta R_3 - 0.073\Delta R_2$$

$$\Delta u_2 = -0.073\Delta R_3 - 0.038\Delta R_2$$

Avec :

$$[\sigma] = \text{MPa} ; [M] = \text{N.m} ; [R] = \text{N} ; [u] = \text{mm}$$

D'où :

$$\Delta\sigma = 9.31\Delta u_2 - 2.41\Delta u_3$$

Vérification des cornières CAE 20 × 3 : A = 113mm²

On introduit dans MATLAB l'équation $KU=F$, avec F le champ des forces calculé précédemment :

$$u_1 = 0.14\text{mm}$$

$$u_2 = 0.28\text{mm}$$

$$u_3 = 0.39\text{mm}$$

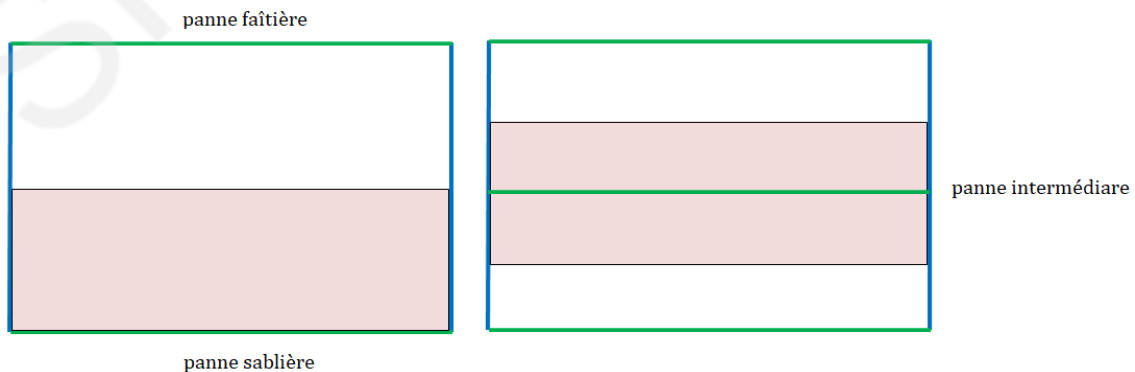
$$u_4 = 0.22\text{mm}$$

Pour ce champ de déplacement, la variation de la contrainte par rapport au cas du contreventement parfaitement rigide est $\Delta\sigma = 1.7\text{MPa} = 1\%\sigma_{\text{adm}}$

On choisit alors des cornières CAE 20x3 pour le contreventement.

3.3 Nombre des pannes et épaisseur des panneaux de couverture

Les pannes constituent les appuis des panneaux de couverture d'où la dépendance de leur nombre (0 ou 1 dans notre cas) sur la portée admissible de ceux-ci. A noter que l'augmentation du nombre des pannes intermédiaires a peu à faire avec la section minimale requise vu que la bande de charge maximale est in affectée.



Etudions la faisabilité d'une charpente sans panne intermédiaire (panneaux de portée 4m).

Charges descendantes non pondérées

Épaisseur daN/m ²	40 mm		50 mm		60 mm		80 mm	
	Simple	Double	Simple	Double	Simple	Double	Simple	Double
60	3,82	4,75	4,17	5,00	4,57	5,34	5,27	5,83
70	3,63	4,40	3,98	4,65	4,34	4,94	5,00	5,38
80	3,47	4,12	3,82	4,37	4,14	4,61	4,77	5,01
90	3,33	3,88	3,68	4,13	3,97	4,33	4,57	4,70
100	3,21	3,67	3,56	3,92	3,82	4,09	4,39	4,43
125	2,96	3,26	3,31	3,51	3,51	3,61	4,02	3,89
150	2,76	2,95	3,11	3,20	3,27	3,26	3,73	3,50
175	2,60	2,71	2,95	2,96	3,07	2,98	3,50	3,19
200	2,46	2,52	2,81	2,77	2,90	2,75	3,30	2,94
250	2,25	2,22	2,6	2,47	2,63	2,41	2,98	2,56

Charges Ascendantes non pondérées

Épaisseur daN/m ²	40 mm		50 mm		60 mm		80 mm	
	Simple	Double	Simple	Double	Simple	Double	Simple	Double
60	4,26	5,79	4,76	6,29	5,12	6,00*	6,00*	6,00*
70	4,13	5,30	4,63	6,80	5,00	6,00*	5,82	6,00*
80	3,88	4,89	4,28	5,39	4,70	5,91	5,46	6,00*
90	3,68	4,56	4,18	5,06	4,45	5,41	5,16	5,84
100	3,51	4,28	4,01	4,78	4,24	5,01	4,90	5,38
125	3,18	3,73	3,62	4,17	3,82	4,27	4,41	4,54
150	2,93	3,32	3,43	3,55	3,51	3,75	4,04	3,96
175	2,74	3,00	3,16	3,17	3,26	3,37	3,74	3,54
200	2,58	2,76	2,95	2,96	3,06	3,07	3,50	3,22
250	2 34	2 40	2 55	2 54	2 75	2 64	3 13	2 74

Figure 1.8 : Portées admissibles des panneaux sandwich

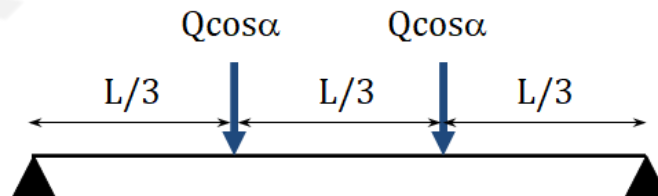
Or les portées sont calculées en incluant le poids et sont donnés pour des charges non pondérées, on considère :

Charges ascendantes

L'action maximale du vent sur les toitures est celle du Vent1/sur sur la zone des traverses (2) :

$$-Ve = 1.75 \times 28.5 = 50 \text{ daN/m}^2 : \text{Acceptable pour toute épaisseur}$$

Charges descendantes : Q



La flèche maximale est en $L/2$ et vaut $\frac{23Q \cos \alpha L^3}{648}$

Vu que les panneaux se dimensionnent en déformation, la charge répartie équivalente q est obtenue en égalisant les flèches maximales du à q et aux charges ponctuelles $Q \cos \alpha$:

$$\frac{5qL^4}{384} = \frac{23Q\cos\alpha L^3}{648}$$

On obtient $q = 67 \text{ daN/m}$. Pour un panneau de largeur 1 m : $q_s = 67 \text{ daN/m}^2$

D'après la figure, l'épaisseur minimale est 60 mm .

On retient :

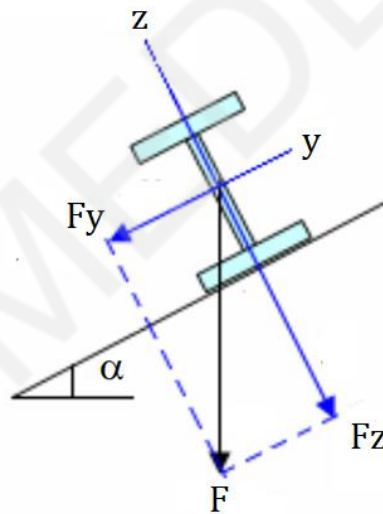
Structure porteuse secondaire sans pannes intermédiaires

Couverture en panneaux sandwich standards de largeur 1000 mm , d'épaisseur 60 mm et de poids 12 daN/m^2

4. Dimensionnement des pannes

Les pannes, travaillant en flexion déviée, doivent répondre aux conditions de résistance et de flèche :

- Condition de résistance : $\sigma_{eq} < \frac{235}{1.5} = 157 \text{ MPa}$
- Condition de flèche : $\delta_{max} < \frac{L}{200} = 15 \text{ mm}$



Charges permanentes

Poids de couverture :

- Panneaux : 12 daN/m^2
- Accessoires, revêtement etc : 15 daN/m^2

Surcharges d'entretien

Deux charges concentrées à $1/3$ et $2/3$ de la portée

Pour la condition de résistance :

$$\frac{q_r L^2}{8} = \frac{QL}{3} \rightarrow q_r = \frac{8Q}{3L} = 89 \text{ daN/m}$$

Pour la condition de flèche :

$$\frac{5q_f L^4}{384} = \frac{23QL^3}{648} \rightarrow q_f = \frac{384 \times 23Q}{648 \times 5L} = 91 \text{ daN/m}$$

Soit $q_{eq} = 91 \text{ daN/m}$

Surcharges climatiques

$$V = 28.5 \text{ daN/m}^2$$

Combinaisons

On prend le poids linéique d'une IPE 100 : $p = 8 \text{ daN/m}$

$$1.33G + 1.5Q = 1.33 \times (2.07 \times 27 + 8) + 1.5 \times 91 = 221 \text{ daN/m}$$

$$G - Ve = 2.07 \times 27 + 8 - 1.75 \times V = 14 \text{ daN/m}$$

La combinaison la plus défavorable est $1.33G + 1.5Q$.

Vérification des pannes isostatiques

Pannes IPE 100

$$I_y = 171.01 \text{ cm}^8; I_z = 15.92 \text{ cm}^8$$

$$w_{pl,y} = 39.4 \text{ cm}^3; w_{pl,z} = 9.1 \text{ cm}^3$$

- Condition de résistance

$$M_y = 221 \cos \alpha \times \frac{3^2}{8} = 240 \text{ daN.m}$$

$$M_z = 221 \sin \alpha \times \frac{3^2}{8} = 65 \text{ daN.m}$$

$$\sigma_{eq} = \frac{M_y}{w_{pl,y}} + \frac{M_z}{w_{pl,z}} = 132 \text{ MPa} : \text{Acceptable}$$

- Condition de flèche

$$\delta y_{max} = \frac{5}{384} \frac{2400 \times 3^4}{2100 \times 171.01} = 7 \text{ mm} : \text{Acceptable}$$

$$\delta z_{max} = \frac{5}{384} \frac{650 \times 3^4}{2100 \times 15.92} = 21 \text{ mm} : \text{Inacceptable}$$

Pannes IPE 120

$$I_y = 317.75\text{cm}^8; I_z = 27.67\text{cm}^8$$

$$\delta y_{\max} = \frac{5}{384} \frac{2400 \times 3^4}{2100 \times 317.75} = 4\text{mm} : \text{Acceptable}$$

$$\delta z_{\max} = \frac{5}{384} \frac{650 \times 3^4}{2100 \times 27.67} = 12\text{mm} : \text{Acceptable}$$

Vérification des pannes sur 3 appuis

D'après l'abaque de MACQUART :

$$M_{3\text{app}} = 0.562M_{\text{iso}}$$

$$\delta_{3\text{app}} = 0.415\delta_{\text{iso}}$$

Pannes IPE 100

$$\delta y_{\max} = 0.415 \left(\frac{5}{384} \frac{2400 \times 3^4}{2100 \times 171.01} \right) = 3\text{mm} : \text{Acceptable}$$

$$\delta z_{\max} = 0.415 \left(\frac{5}{384} \frac{650 \times 3^4}{2100 \times 15.92} \right) = 8\text{mm} : \text{Acceptable}$$

Pannes IPE 80

$$I_y = 80.14\text{cm}^8; I_z = 8.49\text{cm}^8$$

$$w_{pl,y} = 23.22\text{cm}^3; w_{pl,z} = 5.79\text{cm}^3$$

- Condition de résistance

$$\sigma_{\text{eq}} = 0.562 \left(\frac{M_z}{5.79} + \frac{M_y}{23.22} \right) = 115\text{MPa} : \text{Acceptable}$$

- Condition de résistance

$$\delta y_{\max} = 0.415 \left(\frac{5}{384} \frac{2400 \times 3^4}{2100 \times 80.14} \right) = 6\text{mm} : \text{Acceptable}$$

$$\delta z_{\max} = 0.415 \left(\frac{5}{384} \frac{650 \times 3^4}{2100 \times 8.49} \right) = 16\text{mm} : \text{Inacceptable}$$

Les pannes doivent être soit des IPE 120 isostatiques soit des IPE 100 sur au moins 3 appuis.

On gagne 20% de la masse des pannes et on facilite leur assemblage aux traverses en utilisant des pannes hyperstatiques.

On choisi alors des pannes hyperstatiques IPE 100.

5. Calcul du portique

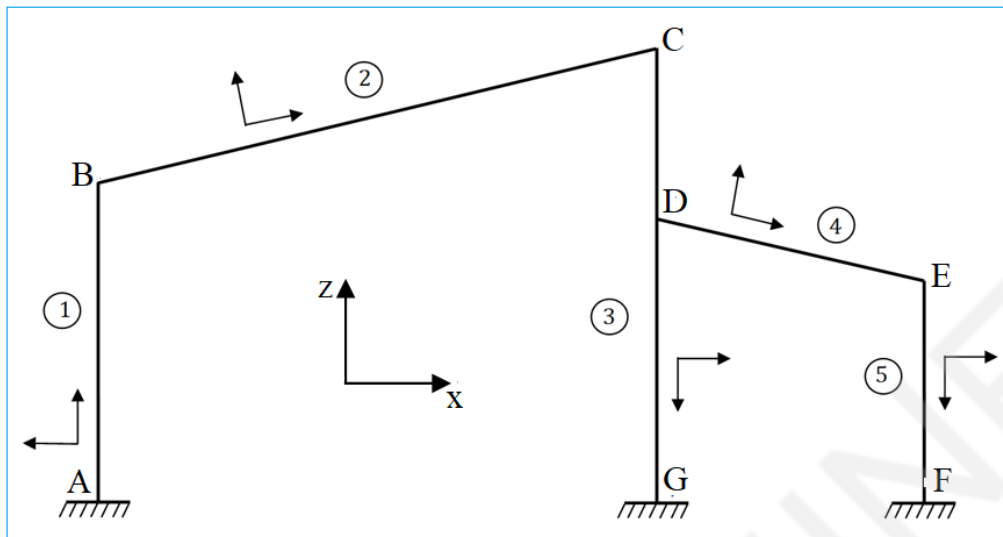


Figure 1.9 : Structure porteuse principale

Dénotations :

$L_i, p_i, P_i = p_i L_i$: Respectivement la longueur, le poids linéique et le poids d'élément i

5.1. Actions latérales

Dans le plan du portique, défini comme une structure rigide, les sollicitations dans les poteaux et les traverses sont inter-indépendantes. Cependant les actions sur le pignon ne travaillent que sur les poteaux et leur contribution se calcul séparément.

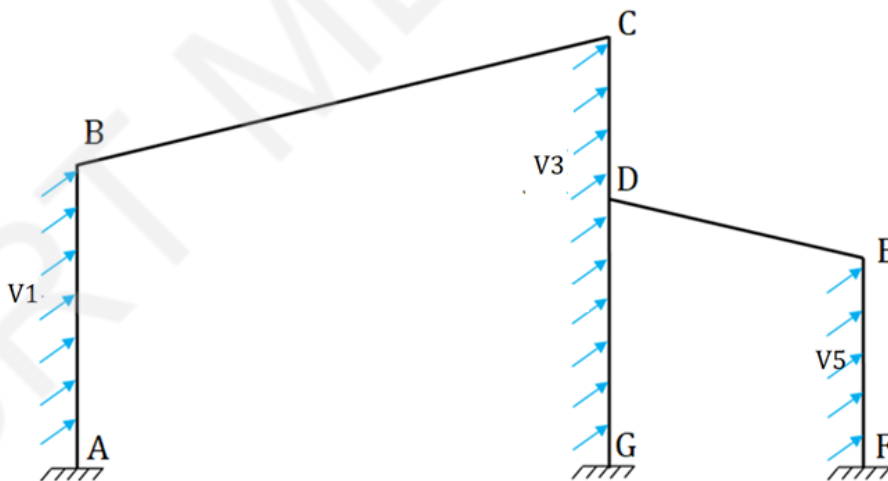


Figure 1.10 : Charges latérales sur le portique

Moments de flexions

Grâce au contreventement les nœuds B, C, G et E peuvent être considérés articulés.

Les réactions des nœuds sont calculées par le théorème de Manabrèa :

$$Mz1(s) = V_1(0.5s^2 - 1.56s + 0.781) \text{ sur } [AB[$$

$$Mz3(s) = V_3(0.5s^2 - 2.43s + 2.73) \text{ sur } [CD[$$

$$V_3(0.5s^2 - 0.45s) \text{ sur } [DG[$$

$$Mz5(s) = V_5(0.5s^2 - 0.6675s) \text{ sur } [EF[$$

5.2. Actions dans le plan du portique

Nous allons considérer un modèle général qui présente :

- Des forces linéiques verticales dues à la pesanteur
- Des forces linéiques horizontales appliquées sur les murs : q_1, q_{31}, q_{32} et q_5
- Deux charges linéiques perpendiculaires aux toitures ; q_2 et q_4
- Des forces ponctuelles verticales appliquées sur le toit :
 Deux charges Q_2 appliquées à $1/3$ et $2/3$ de la traverse (2)
 Deux charges Q_4 appliquées de part et d'autre de I_{DE} et distancées de 1m

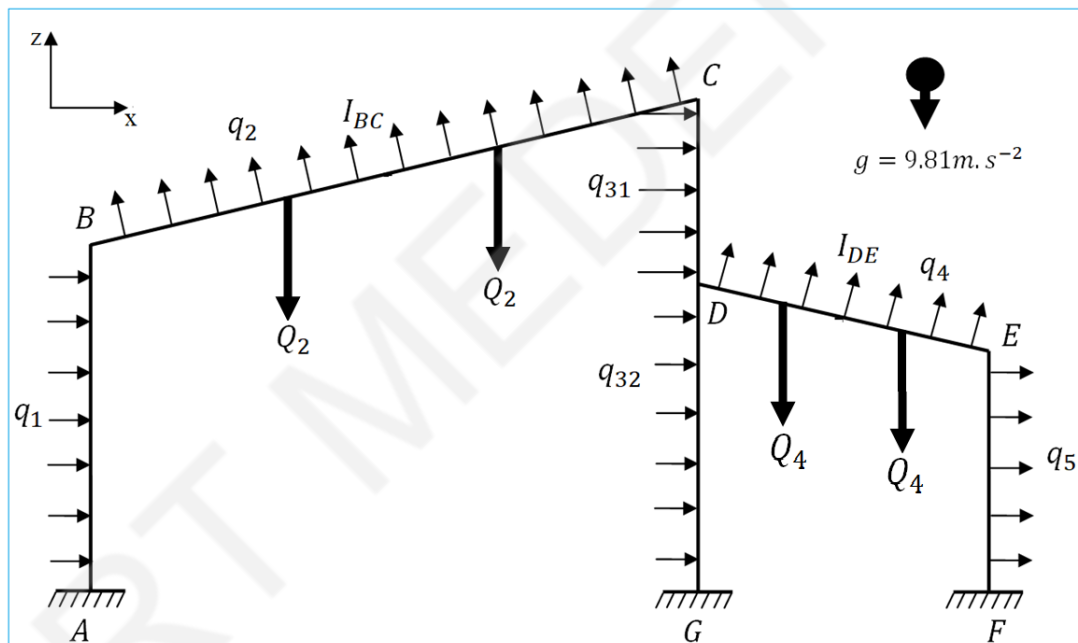


Figure 1.11 : Charges dans le plan du portique

- $BI_{BC} = \frac{BC}{2} = 2.07m$; $DI_{DE} = \frac{DE}{2} = 1.02m$
- $\forall j \in \{A, G, F\} \tau_j = \{H_j; V_j; M_j\}$ le torseur des actions de liaison du nœud j

La structure est hyperstatique de degré $h = 9 - 3 = 6$, nous allons utiliser la méthode de forces en effectuant deux coupures en I_{BC} et I_{DE} :

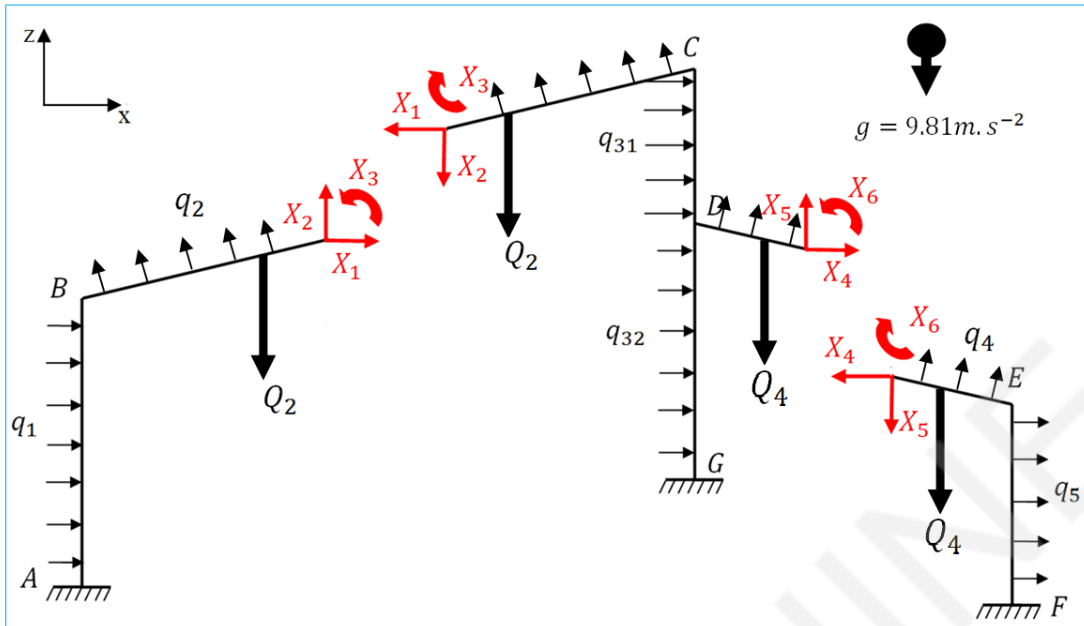


Figure 1.12 : Structure isostatique équivalente

Le problème hyperstatique P_b est décomposé en :

- ✓ Un problème isostatique qui correspond au chargement extérieur :

$$P_{b_0} / \sum F_{ext} \neq 0, \forall i \quad X_i = 0$$

- ✓ 6 problèmes correspondant aux inconnues hyperstatiques obtenus à partir du problème isostatique chargé uniquement avec les inconnues hyperstatiques :

$$P_{b_i} / X_i \neq 0, \sum F_{ext} = 0, \forall j \neq i \quad X_j = 0$$

Démarche de résolution :

- 1) Expression des moments de flexion correspondants aux problèmes élémentaires :

M_0 : Moment de flexion correspondant au P_{b_0}

$m_{i,i=1..6}$: Moment de flexion correspondant au $P_{b_i} \cap (X_i = 1)$

- 2) Evaluation des intégrales $\frac{1}{EI} \int m_i m_j$ et $\frac{1}{EI} \int M_0 m_j$

- 3) Résolution de l'équation matricielle $AX + b = 0$ où :

$$A = \left(\frac{1}{EI} \int m_i m_j \right)_{i,j}$$

$$b = \left(\frac{1}{EI} \int M_0 m_i \right)_i$$

- 4) Expression des moments

5) Expression des déplacements :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d^2v}{ds^2} = \frac{Mz}{EI} \\ \text{Conditions aux limites} \end{array} \right.$$

La résolution est le traçage des courbes sont faits sur MATLAB.

5.3. Calcul du déversement

Les traverses doivent répondre au déversement :

$$M \leq M_{b,Rd}$$

Selon l'EUROCODE3 :

$$M_{b,Rd} = X_{LT} \beta_w \frac{W_{pl,y} \sigma_e}{s}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\gamma}_{LT}^2}}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5[1 + \alpha(\bar{\gamma}_{LT} - 0.2) + \bar{\gamma}_{LT}^2]$$

$$\bar{\gamma}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl,y} \sigma_e}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \left(\sqrt{\frac{I_W}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 z_g)^2} - C_2 z_g \right)$$

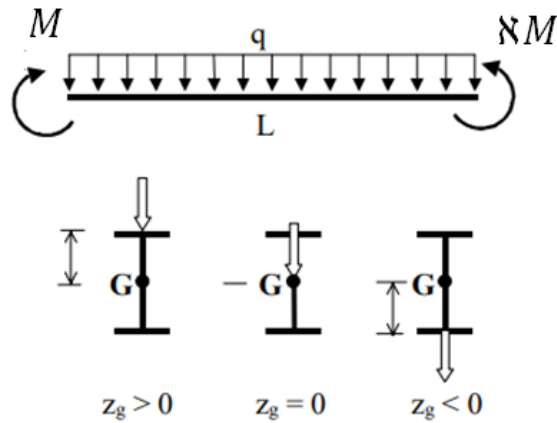
Avec :

$\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 et 2, ce qui est le cas pour les profilés IPE de dimension inférieure ou égale à 200

α : Coefficient de réduction, pour les profils laminés on prend $\alpha = 0.21$

z_g : La distance du point d'application de la charge au centre de gravité de la section. On prend $z_g = 0$

C_1, C_2 : Coefficients qui dépendent du moment isostatique et des moments aux extrémités



\aleph : Rapport des moments aux extrémités, pris tel que $-1 \leq \aleph \leq 1$

$\mu = \frac{qL^2}{8M}$: Rapport du moment isostatique et du moment d'extrémité maximal en valeur absolue

Le signe de μ est pris selon la figure :

- positif si q et M , considérés séparément, fléchissent la poutre dans le même sens
- négatif si q et M , considérés séparément, fléchissent la poutre aux sens contraires

Les coefficients C_1 , et C_2 sont déterminés à partir de l'**annexe 1**.

5.4. Calcul du portique

On supposant que $I_{y_c} > I_{y_b}$, les moments de flexion au sein des poteaux sont croissants en fonction du rapport $\frac{I_{y_c}}{I_{y_b}}$ et inversement pour les poutres.

Nous allons suivre la démarche suivante :

Etape 1 : Choix des poteaux

On vérifie une dimension minimale $h_{c,min}$ en fonction de :

- ✓ $h_{b,min}$ pour le type de profilé choisi
- ✓ La combinaison des sollicitations la plus défavorable
- ✓ Condition de résistance : $\frac{M_y}{w_{el,y}} + \frac{M_z}{w_{el,z}} < 157\text{MPa}$
- ✓ Condition de déplacement : $v < \frac{L}{150}$

En cas de sous-dimensionnement on passe à $h_c > h_{c,min}$

Sinon on passe à l'étape 2.

Etape 2 : Choix des traverses

On vérifie $h_{b,min}$ en fonction de :

- ✓ h_c choisi
- ✓ La combinaison des sollicitations la plus défavorable
- ✓ Condition de résistance : $\frac{M_y}{w_{el,y}} < 157\text{MPa}$
- ✓ Condition de flèche : $\delta < \frac{L}{200}$
- ✓ Condition de non déversement : $M < M_{b,Rd}$

En cas de sous-dimensionnement on passe à $h_b > h_{b,min}$

5.4.1. Charges et combinaisons

Charges permanentes (G)

Idéalement, le poids des pannes et de couverture est appliqué très proche aux nœuds (attaches poteaux-traverses) et son contribution au moment fléchissant est d'autant plus faible que l'excentrement des pannes aux extrémités de la traverse est plus réduit.

Cependant nous allons calculer le portique en considérant une configuration où le poids du toit est distribué sur les traverses.

Pour des raisons pratiques liées à l'assemblage on choisi un excentrement relatif de 0.02 pour la traverse (2) et 0.03 pour la traverse (4), les charges linéiques équivalentes au poids des pannes deviennent :

$$0.02 \times 8.05 \times 3 \times \frac{8}{L_2} = 1\text{daN/m sur la traverse (2)}$$

$$0.03 \times 8.05 \times 3 \times \frac{8}{L_4} = 3\text{daN/m sur la traverse (4)}$$

Poids total de couverture :

- Sur la traverse (2) : $27 \times 3 + 1 + p_2 = 82 + p_2$ (daN/m)
- Sur la traverse (4) : $27 \times 3 + 3 + p_4 = 84 + p_4$ (daN/m)

Surcharges d'exploitation (Q)

$(Q_2, Q_4) = (100\text{daN}, 0)$ ou $(0, 100\text{daN})$

Actions du vent (V)

Vent1 avec surpression, Vent1 avec dépression et Vent2 avec dépression (**tableau II&III**)

Combinaisons

$$c1-i : 1.33G + 1.5Qi$$

$$c2-i : 1.33G + 1.42Qi + 1.42Vent1/sur$$

$$c3-i : 1.33G + 1.42Qi + 1.42Vent1/dép$$

$$c4-i : 1.33G + 1.42Qi + 1.2Vent2/dép$$

5.4.2. Choix des poteaux

Les assemblages deviennent trop compliqués pour des poteaux à sections réduites. On considère une dimension minimale $h=140\text{mm}$:

- Poteau IPE140 S235

$$I_{y_c} = 541.22\text{cm}^4; I_{z_c} = 44.92\text{cm}^4; w_{el,y} = 77.32\text{cm}^3; w_{el,z} = 12.31\text{cm}^3$$

- Traverses IPE 80 S235

$$I_{y_b} = 80.14\text{cm}^4; I_{z_b} = 8.49\text{cm}^4; I_w = 115.1\text{cm}^4; I_t = 0.67\text{cm}^4; w_{el,y} = 20.04\text{cm}^3;$$

$$w_{pl,y} = 23.22\text{cm}^3$$

Condition de résistance

Les contraintes sont maximales pour des combinaisons qui induisent des moments de flexion selon les deux axes d'une section IPE. On se limite alors à la combinaison c4.

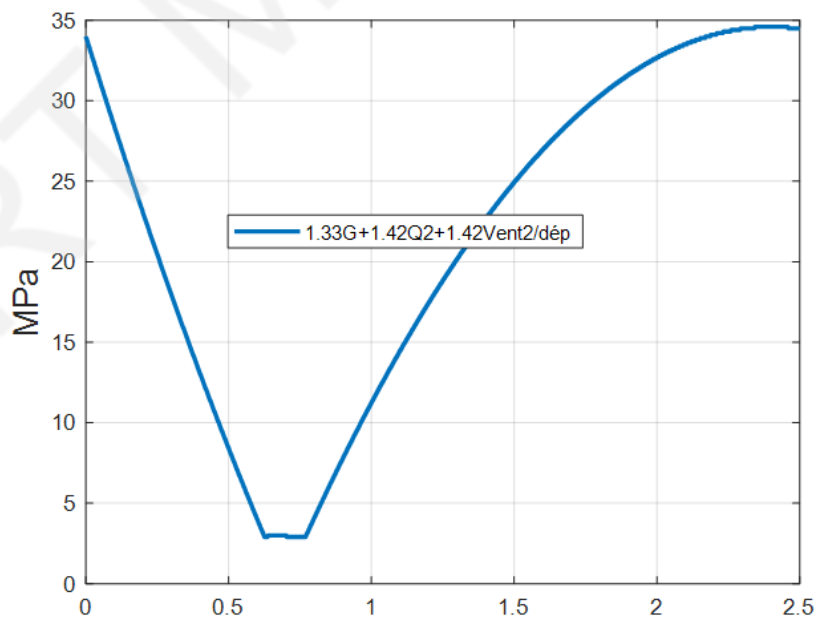


Figure 1.13 : Contrainte principale sur le poteau (1)

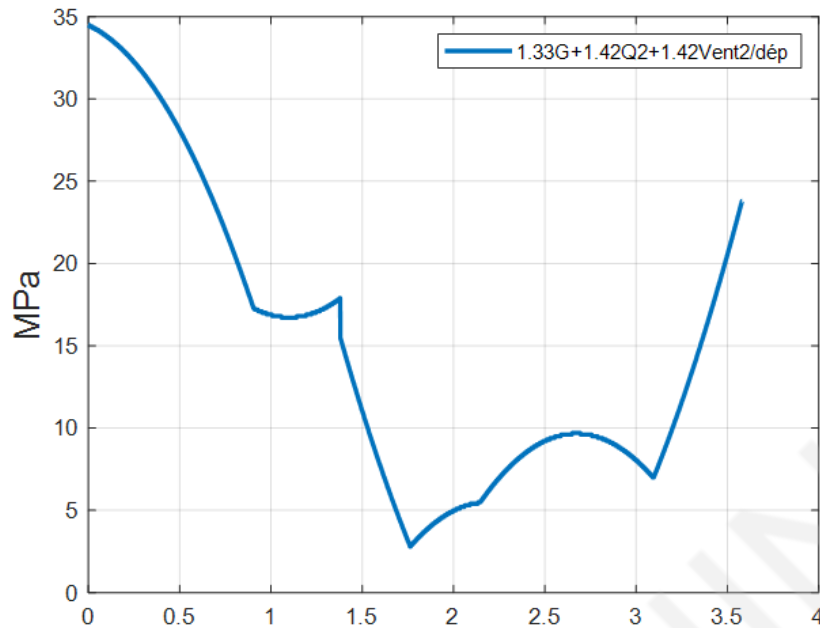


Figure 1.14 : Contrainte principale sur le poteau (3)

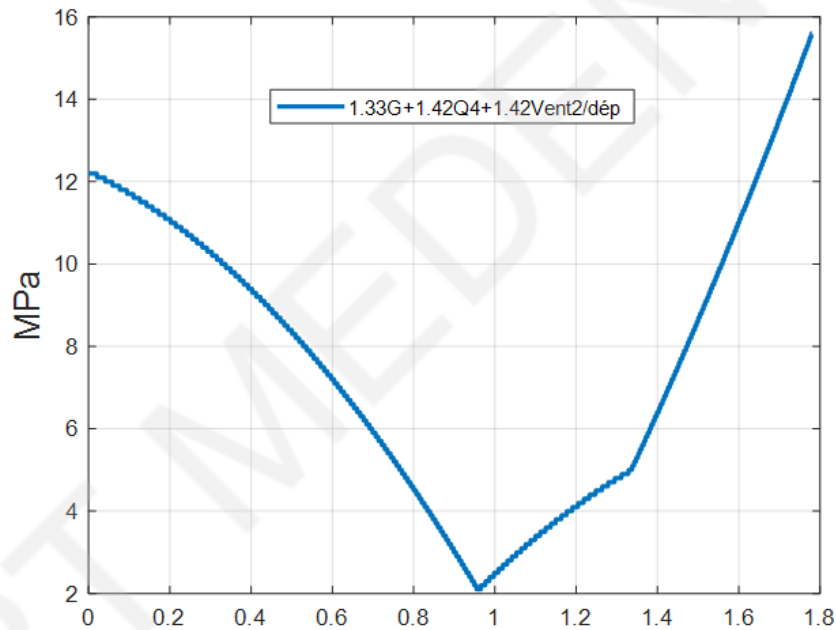


Figure 1.15 : Contrainte principale sur le poteau (5)

D'après les figures, le poteau (1) est le plus sollicité où $\sigma = 34.7\text{MPa}$ à l'extrémité B.

Condition du déplacement

Or les poteaux sont contreventés latéralement, les déplacements maximaux sont dans le plan du portique, on considère alors les combinaisons c1, c2 et c3 :

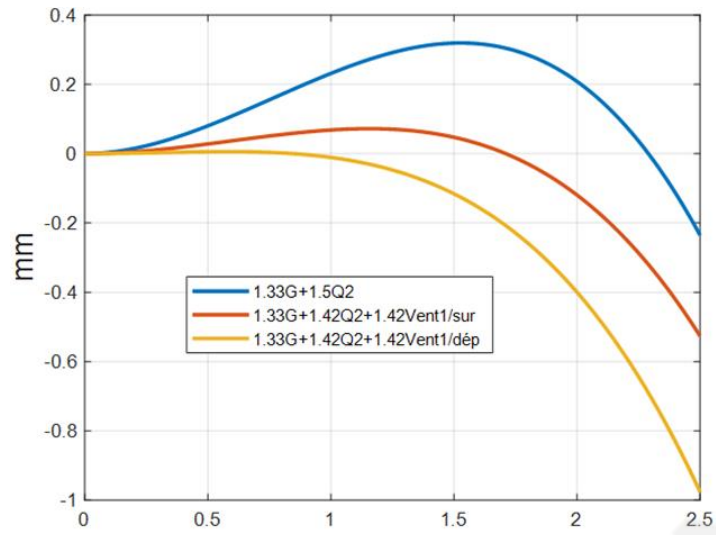


Figure 1.16 : Flèche du poteau (1)

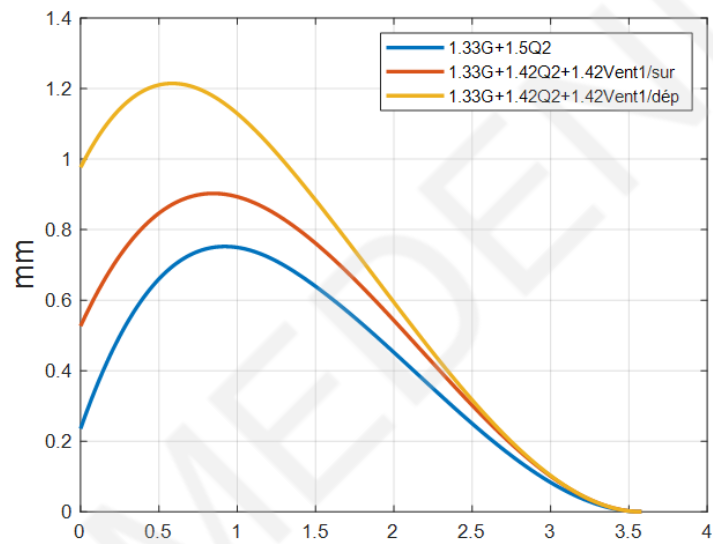


Figure 1.17 : Flèche du poteau (3)

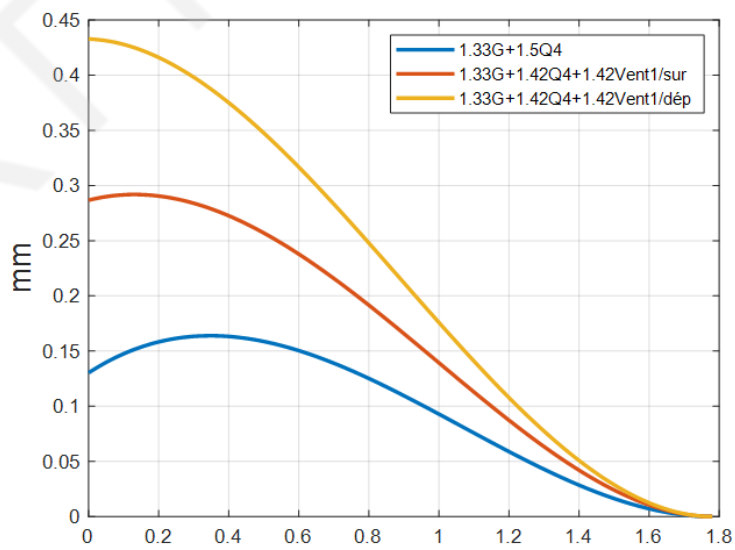


Figure 1.18 : Flèche du poteau (5)

La flèche maximale est celle du poteau (3) pour la combinaison c3-2 et vaut 1.2mm : acceptable

On retient : profilés IPE 140 comme poteaux.

5.4.3. Choix des traverses

- Traverse (4)

Vérification des IPE 80

Condition de résistance

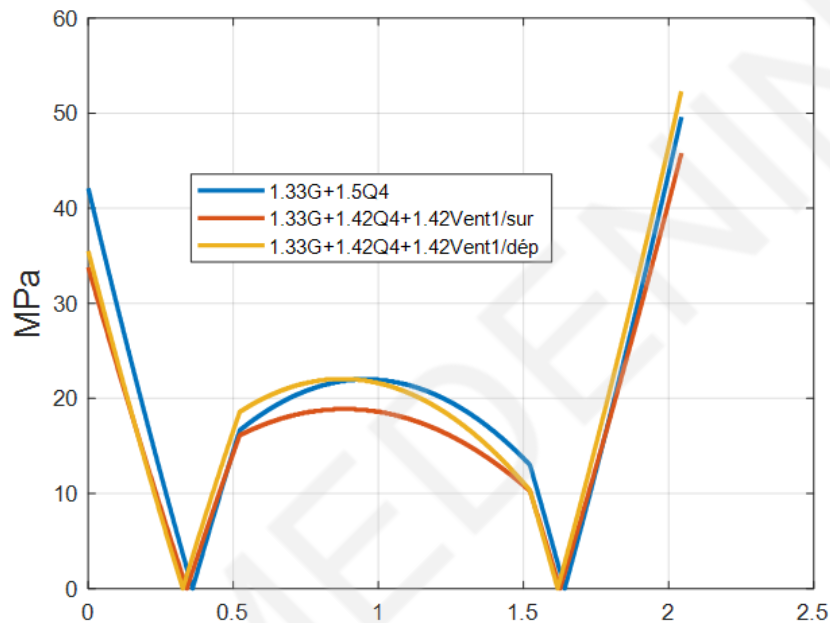


Figure 1.19 : Contrainte principale sur la traverse (4)

La contrainte est maximale à l'extrémité E pour la combinaison c3-4 et vaut 52.3MPa : acceptable

Condition de non déversement

Charge équivalente :

$$p_4 = 6.6 \text{ daN/m} \rightarrow 1.33G = 1.33 \times (84 + 6.6) = 120 \text{ daN/m}$$

$$V1/\text{dép} = -0.9 \text{ daN/m}^2 \rightarrow 1.42V = -1.42 \times 0.9 \times 3 = -4 \text{ daN/m}$$

$$1.42Q \cos \beta = 1.42 \times 100 \times 0.98 \times \frac{0.522}{L_4} \times \frac{8}{L_4} = 139 \text{ daN/m}$$

D'où :

$$q = 255 \text{ daN/m}$$

Moments d'extrémités :

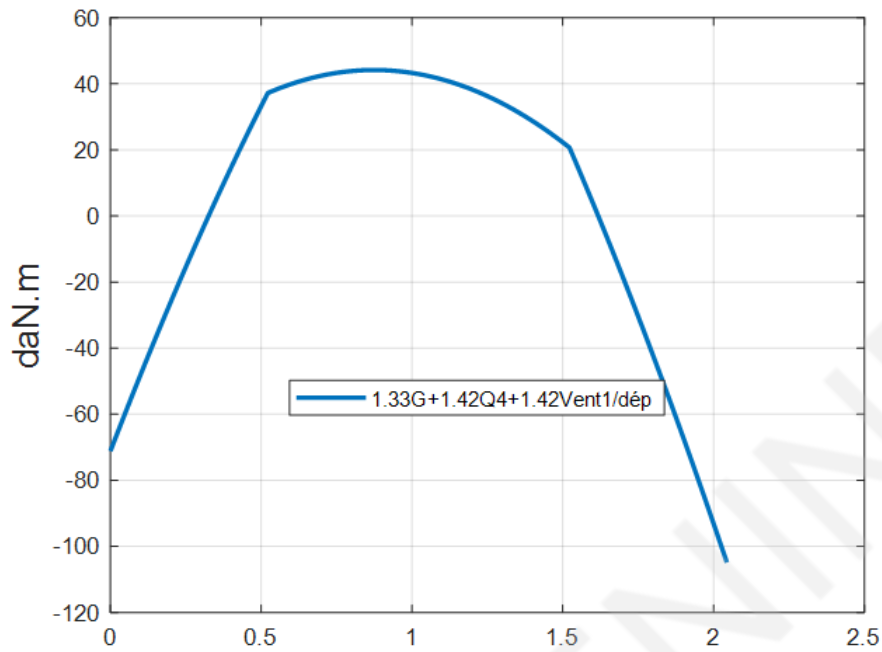


Figure 1.20 : Moment de flexion de la traverse (4)

$$M = -105 \text{ daN.m} ; \aleph M_g = -74 \text{ daN.m} \rightarrow \aleph = 0.7 \text{ et } \mu = -1.27$$

D'après l'annexe 1 :

$$C_1 = 3.137$$

$$C_2 = 1.581$$

D'où :

$$M_{cr} = 1575 \text{ daN/m}$$

$$\bar{\gamma}_{LT} = 0.59$$

$$\varphi_{LT} = 0.71$$

$$X_{LT} = 0.89$$

$$M_{b,Rd} = 325 \text{ daN/m} \rightarrow M \leq M_{b,Rd} : \text{Acceptable}$$

Condition de flèche

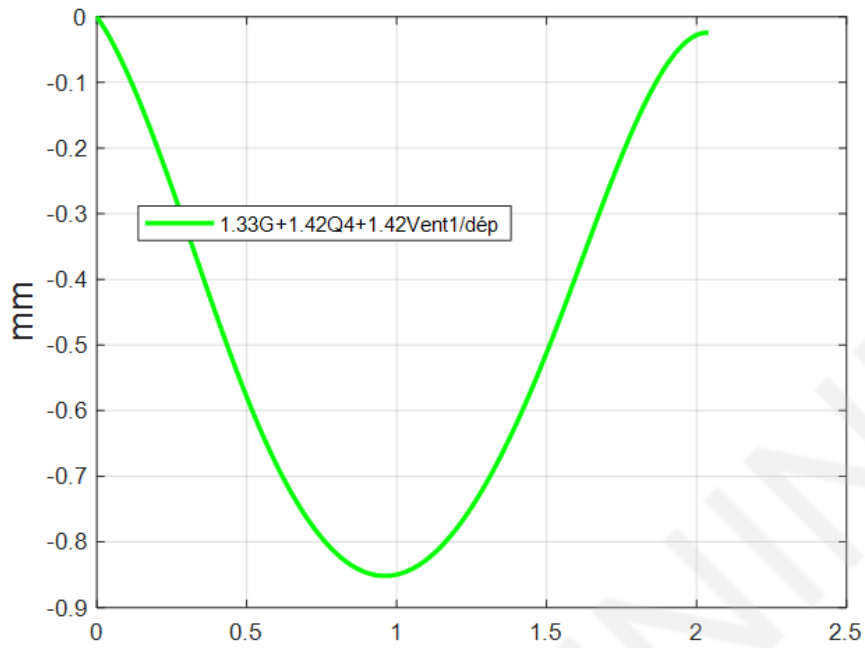


Figure 1.21 : Flèche de la traverse (4)

La flèche maximale vaut 0.85mm : Acceptable

On choisi des poutrelles IPE 80 pour les traverses (4).

- **Traverse (2)**

Vérification des IPE 80

Condition de résistance

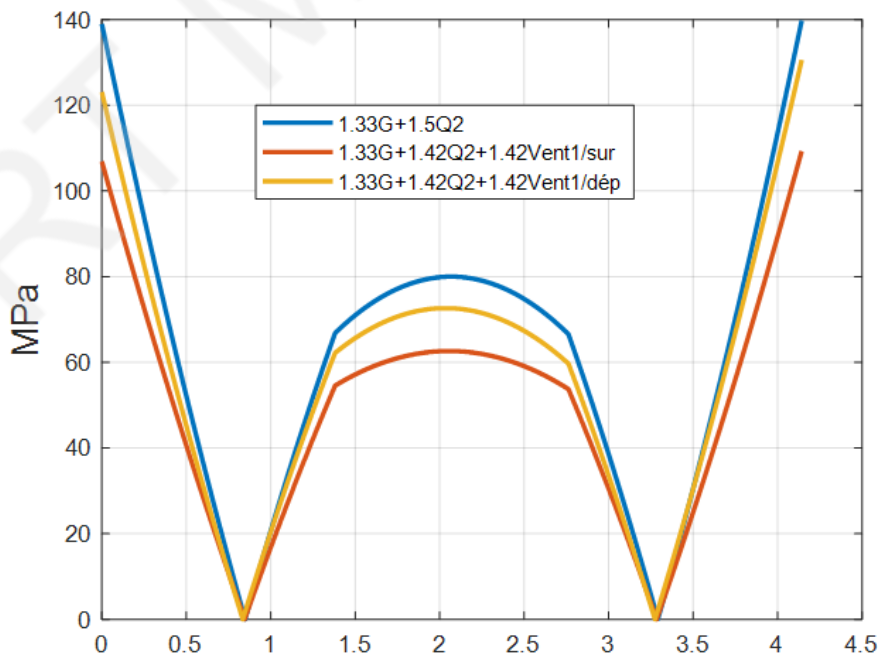


Figure 1.22 : Contrainte principale sur la traverse (2)

La contrainte est maximale aux extrémités pour la combinaison c1-2 et vaut 140.7MPa : acceptable

Condition de non déversement

Charge équivalente :

$$p_2 = 6.6\text{daN/m} \rightarrow 1.33G = 1.33 \times (82 + 6.6) = 118\text{daN/m}$$

$$1.5Q\cos\alpha = 1.5 \times 100 \times 0.97 \times \frac{8}{3L_2} = 94\text{daN/m}$$

D'où :

$$q = 212\text{daN/m}$$

Moments d'extrémités :

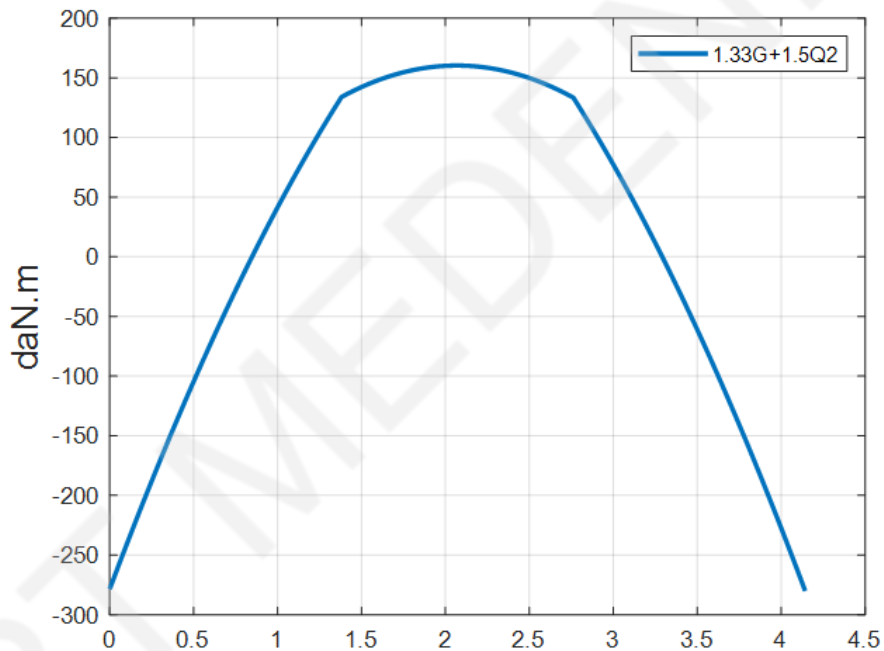


Figure 1.23 : Moment de flexion de la traverse (2)

$$M = -282\text{daN.m} ; \aleph M = -280\text{daN.m} \rightarrow \aleph = 0.99 \text{ et } \mu = -1.6$$

D'après l'annexe 1 :

$$C_1 = 2.110$$

$$C_2 = 1.327$$

D'où :

$$M_{cr} = 503\text{daN/m}$$

$$\bar{\gamma}_{LT} = 1.04$$

$$\varphi_{LT} = 1.13$$

$$X_{LT} = 0.64$$

$M_{b,Rd} = 232 \text{ daN/m} \rightarrow M \geq M_{b,Rd} : \text{Inacceptable}$

Vérification des IPE 100

$I_{y_b} = 171.01 \text{ cm}^4 ; I_{z_b} = 15.92 \text{ cm}^4 ; I_w = 342.1 \text{ cm}^4 ; I_t = 1.15 \text{ cm}^4 ; w_{el,y} = 34.2 \text{ cm}^3 ;$

$w_{pl,y} = 39.4 \text{ cm}^3$

La condition de résistance est vérifiée puisqu'elle l'est pour les IPE 80

Condition de non déversement

$$M_{cr} = 911 \text{ daN/m}$$

$$\bar{\gamma}_{LT} = 1.01$$

$$\varphi_{LT} = 1.09$$

$$X_{LT} = 0.66$$

$M_{b,Rd} = 409 \text{ daN/m} \rightarrow M \leq M_{b,Rd} : \text{Acceptable}$

Condition de flèche

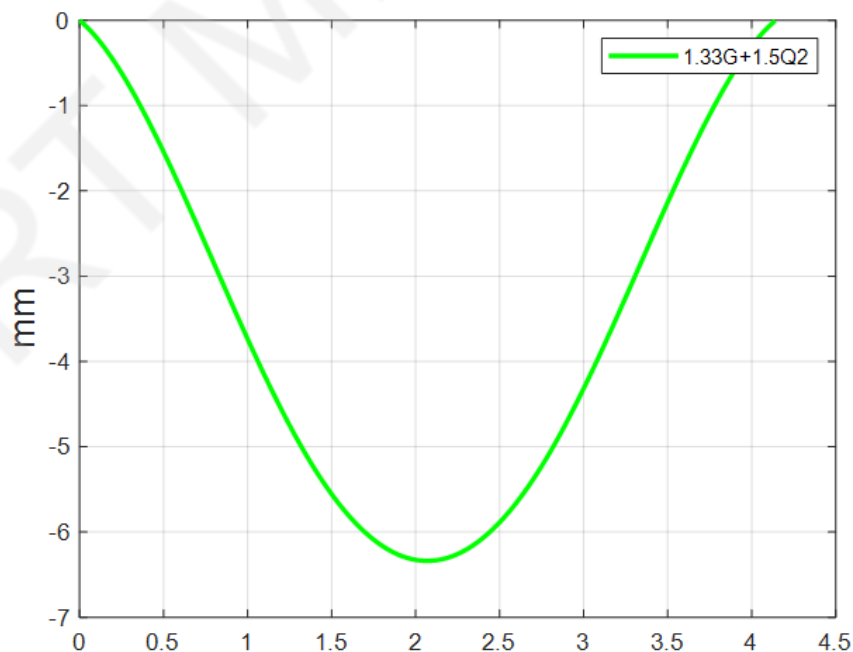


Figure 1.24 : Flèche de la traverse (2)

La flèche maximale vaut 6.3mm : acceptable

On choisi des IPE 100 pour les traverses (2).

6. Conclusion

Nous avons effectué une analyse globale de la structure qui a aboutit aux choix suivant :

Structure porteuse principale (calcul en élasticité) :

- Poutrelles IPE 140 pour les poteaux
- Poutrelles IPE 100 pour les traverses de portée 4.14m
- Poutrelles IPE 80 pour les traverses de portée 2.04m

Structure porteuse secondaire (calcul en plasticité) :

- Poutrelles isostatiques IPE 100 pour les pannes sablières et faîtières

Couverture :

- Panneaux sandwich de largeur 1000mm et d'épaisseur 60mm

Contreventement :

- Cornières CAE 20x3 en croix de Sain André au niveau des portiques de rive

Chapitre 2 : Calcul d'assemblages

1. Approche du calcul

Panne-traverse

On utilise des échantignolles pour articuler les pannes aux traverses.

Les échantignolles sont dimensionnées en flexion sous l'effet des charges ascendantes et charges suivant rampant.

Poteau-poutre

On utilise des platines d'extrémité boulonnées pour attacher les poutres principales aux poteaux : les sollicitations sont transmises de la poutre au poteau à l'aide de la platine soudée à l'extrémité de la poutre et attachée au poteau par des boulons.

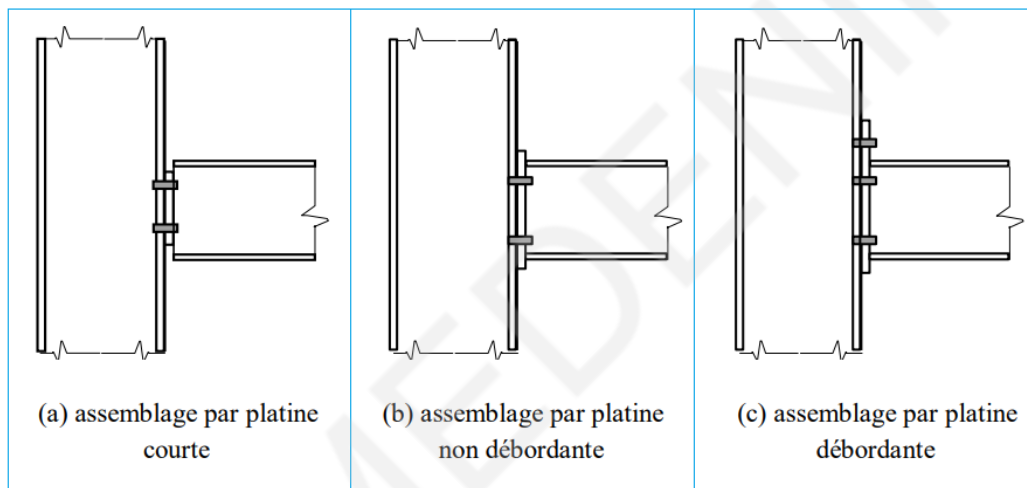


Figure 2.1 : Assemblage poteau - poutre par platine d'extrémité boulonnée

Les assemblages boulonnés sont classifiés selon les critères de :

- **rigidité** pour une analyse globale élastique
- **résistance** pour une analyse globale plastique

Un assemblage dimensionné pour ne transmettre aucun moment de flexion est dit **articulé** : la rotation relative des sections assemblées est autorisée. L'assemblage est considéré articulé si :

$$S_{ini} < \frac{0.5EI}{L}$$

Où S_{ini} , EI et L désignent, respectivement, la rigidité initiale de l'assemblage, la rigidité de la poutre assemblée et sa longueur.

Un assemblage dimensionné pour transmettre l'ensemble des sollicitations est dit **rigide** : toute rotation relative entre les sections assemblées est interdite. Pour les structures non contreventées, l'assemblage est considéré rigide si :

$$S_{ini} > \frac{25EI}{L}$$

Un assemblage ayant un comportement situant entre ces deux extrêmes est dit **semi rigide**.

En se déplaçant dans le cadre de la théorie d'élasticité, nous allons dimensionner des **assemblages rigides** pour les attaches poteau-poutre principale, i.e. $S_{ini} > \frac{25EI}{L}$

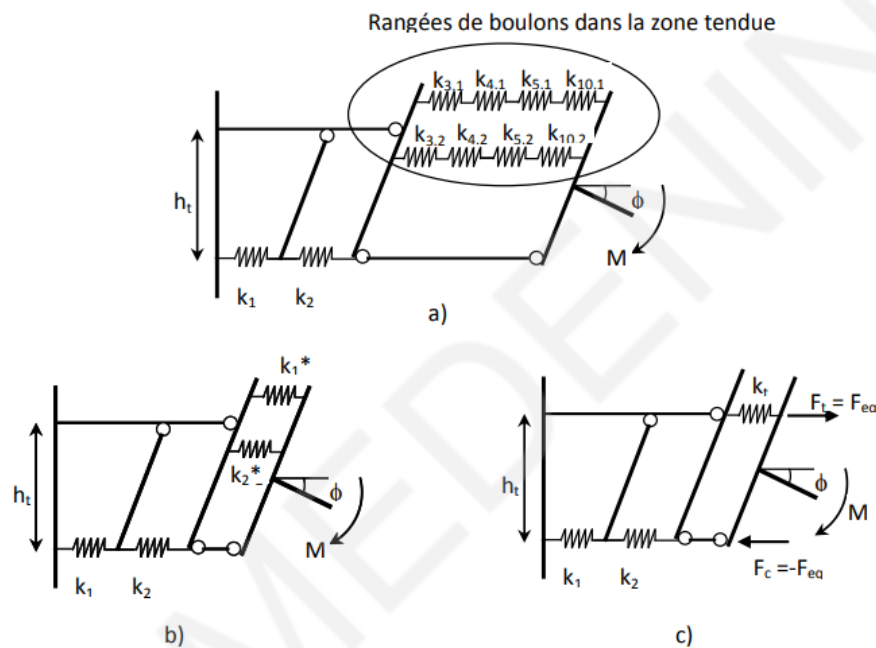


Figure 2.2 : Calcul de la rigidité initiale de l'assemblage

Pour chaque rangée de boulons :

$$k_i^* = \frac{1}{\frac{1}{k_{3,i}} + \frac{1}{k_{4,i}} + \frac{1}{k_{5,i}} + \frac{1}{k_{10,i}}}$$

Avec : $k_{3,i}$, $k_{4,i}$, $k_{5,i}$ et $k_{10,i}$ désignent respectivement les rigidités de l'âme du poteau en traction, de la semelle du poteau en flexion, de la platine d'extrémité en flexion et des boulons en traction.

Coefficient de rigidité équivalente :

$$k_t = \frac{\sum k_i^* h_i}{h_t}$$

$$h_t = \frac{\sum k_i^* h_i^2}{\sum k_i^* h_i}$$

Avec h_i la distance entre le centre de compression et la $i^{\text{ème}}$ rangée de boulons.

La rigidité en rotation de l'assemblage entier est :

$$k_\varphi = \frac{h_t^2}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_t}}$$

Avec k_1 et k_2 respectivement les coefficients de rigidité du panneau de l'âme au cisaillement et de l'âme du poteau à la compression.

La rigidité initiale de l'assemblage est :

$$S_{ini} = k_\varphi E$$

Pied du poteau-sol

Les pieds des poteaux vont être encastrés aux fondations en béton par des platines non-raïdiées : la platine est soudée à l'extrémité du poteau et est fixée par des écrous et des tiges noyées dans le béton.

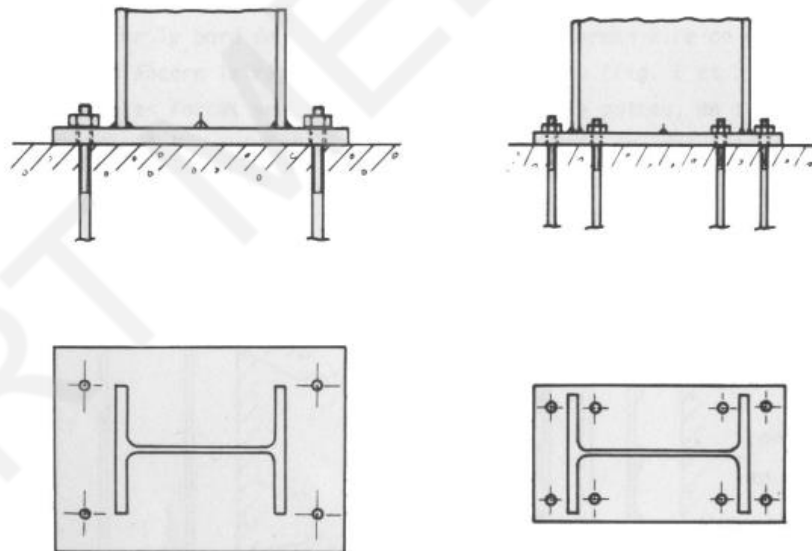


Figure 2.3 : Pied du poteau encastré par platine non raidie

Le calcul d'assemblages poteau-sol va être mené selon les ouvrages d'Yvon Lescouarc'h.

2. Attache panne-traverse

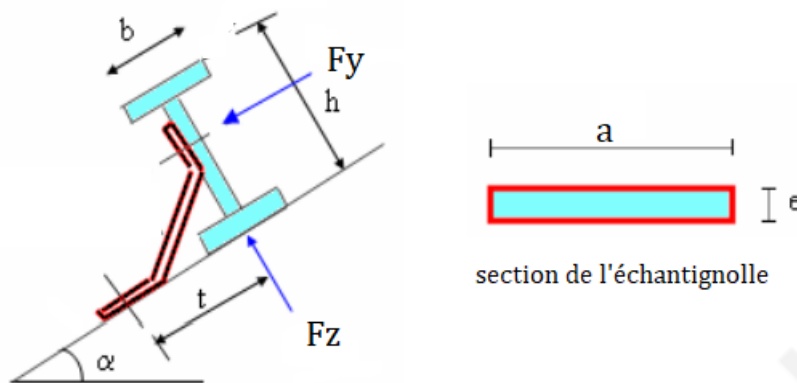


Figure 2.4 : Attache panne-traverse par échantignolle

L'excentrement t est tel que $b \leq t \leq 1.5b$ avec $b = 55\text{mm}$. Soit $t = 70\text{mm}$.

Panne IPE 100 – traverse IPE 100

Le moment de renversement est :

$$M = Fz \times t + Fy \times \frac{h}{2}$$

La combinaison la plus défavorable est :

$$1.33G + 1.5Q = 1.33 \times (2.07 \times 27 + 8) + 1.5 \times 91 = 221\text{daN/m}$$

Pour les échantignolles intermédiaires (les plus sollicitées) :

$$Fy = 221 \sin \alpha \times 3 = 173\text{daN}$$

$$Fz = 0$$

D'où :

$$M = 173 \times \frac{0.1}{2} = 9\text{daN.m}$$

La condition de résistance est :

$$M \leq \frac{w_{el} \sigma_e}{s}$$

$$w_{el} \geq \frac{M \times s}{\sigma_e} = 0.57\text{cm}^3$$

Avec $w_{el} = \frac{a \times e^2}{6}$; $a \leq b_{\text{IPE100}} = 55\text{mm}$

Soient $a = 50\text{mm}$ et $e = 9\text{mm}$.

Panne IPE 100 – traverse IPE 80

La combinaison la plus défavorable est :

$$1.33G + 1.5Q = 1.33 \times (1.02 \times 27 + 8) + 1.5 \times 91 = 184 \text{ daN/m}$$

Pour les échantignolles intermédiaires :

$$F_y = 184 \sin \beta \times 3 = 113 \text{ daN}$$

$$F_z = 0$$

D'où :

$$M = 113 \times \frac{0.1}{2} = 6 \text{ daN.m}$$

La condition de résistance est :

$$M \leq \frac{W_{el} \sigma_e}{s}$$

$$W_{el} \geq \frac{M \times s}{\sigma_e} = 0.38 \text{ cm}^3$$

Avec $W_{el} = \frac{a \times e^2}{6}$; $a \leq b_{\text{IPE80}} = 46 \text{ mm}$

Soient $a = 40 \text{ mm}$ et $e = 8 \text{ mm}$.

3. Assemblages poteau-traverse

Les liaisons d'encastrement IPE-IPE vont être assurées par des platines boulonnées.

Les dimensions de la platine et le positionnement des boulons sont choisis suivant les dispositions constructives des assemblages boulonnés (**figure 2.4**).

On considère 3 rangées verticales et 2 colonnes des boulons M10 HR 8.8.

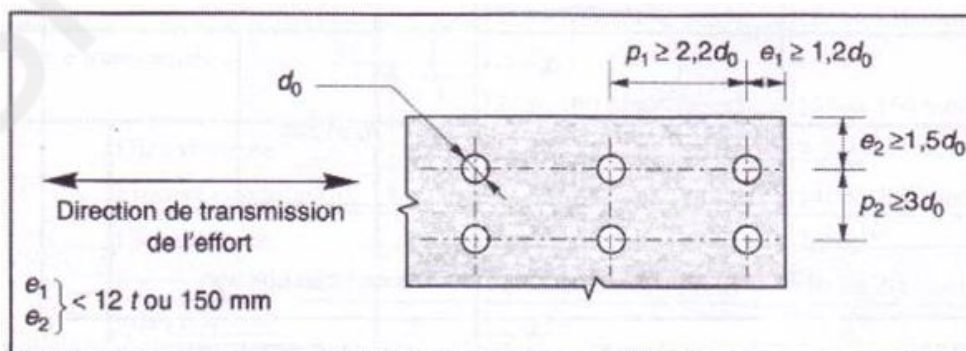


Figure 2.5 : Dispositions constructives réglementaires des boulons

3.1. Poteau IPE 140 – traverse IPE 100

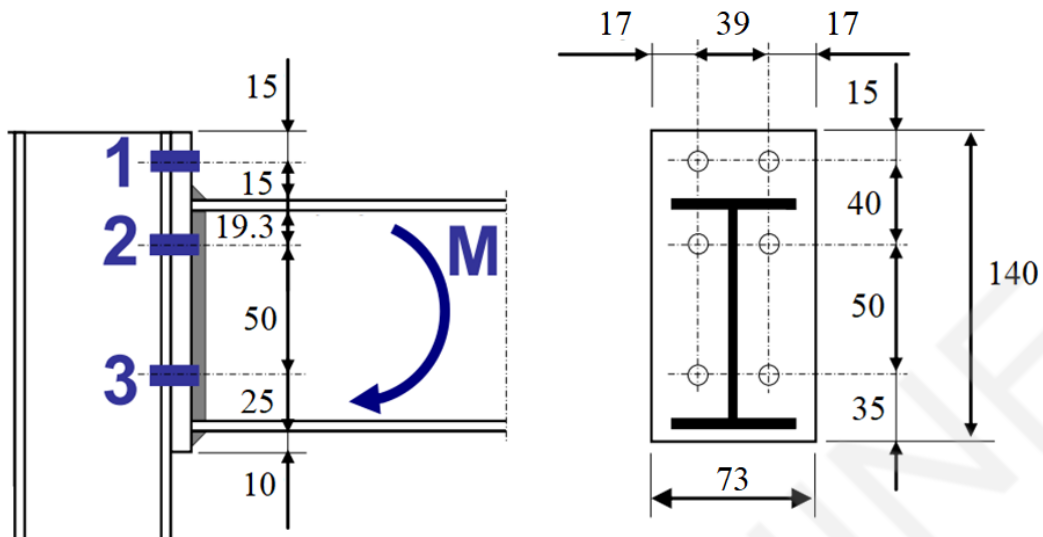


Figure 2.6 : Configuration d'assemblage poteau-traverse (2)

Paramètres du calcul des éléments assemblés :

- **Poteau : IPE140, S235**

$h_c = 140\text{mm}$; $h_{wc} = 112\text{mm}$; $b_c = 73\text{mm}$; $t_{fc} = 6.9\text{mm}$; $t_{wc} = 4.7\text{mm}$; $r_c = 7\text{mm}$;

$A_c = 16.43\text{cm}^2$; $A_{vc} = 7.65\text{cm}^2$; $I_c = 541.22\text{ cm}^4$

- **Poutre : IPE100, S235**

$h_b = 100\text{mm}$; $b_b = 55\text{mm}$; $t_{fb} = 5.7\text{mm}$; $t_{wb} = 4.1\text{mm}$; $I_b = 171.01\text{ cm}^4$

- **Platine : S235**

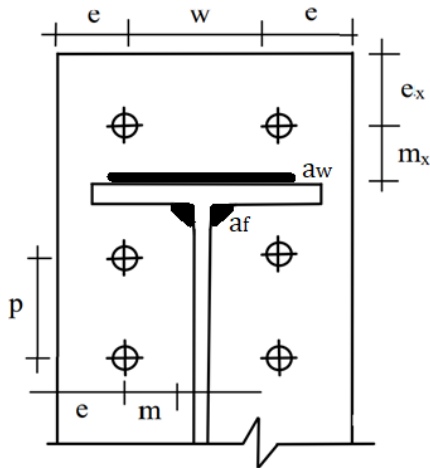
$h_p = 140\text{mm}$; $b_p = 73\text{mm}$; $t_p = 10\text{mm}$

- **Boulons : M10 HR 8.8 avec rondelle d'épaisseur 2mm**

$f_y = 640\text{MPa}$; $f_{ub} = 800\text{MPa}$; $A_s = 58\text{mm}^2$

Longueurs efficaces (Annexe 3)

- Platine fléchie (non raidie)



$$m_x = 15 - 0.8\sqrt{2} \times 5 = 9.34\text{mm}$$

$$m_p = \frac{82 - 4.1}{2} - e - 0.8\sqrt{2} \times 5 = 16.3\text{mm}$$

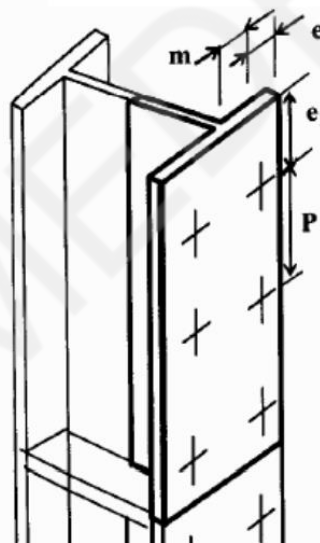
Débords de soudure : $a_f = a_w = 5\text{mm}$

Rangée extérieure : $L_{\text{eff,pt},1} = 0.5b_p = 36.5\text{mm}$

1^{ère} Rangée intérieure : $L_{\text{eff,pt},2} = \alpha m - (2m + 0.625e) + 0.5p = 84.2\text{mm}$

2^{ème} Rangée intérieure : $L_{\text{eff,pt},3} = p = 50\text{mm}$

- Semelle du poteau (non raidie)



Rangée extérieure : $L_{\text{eff,wc},1} = 0.5p + e_1 = 35\text{mm}$

1^{ère} Rangée intérieure : $L_{\text{eff,wc},2} = p = 40\text{mm}$

2^{ème} Rangée intérieure : $L_{\text{eff,wc},3} = L_{\text{eff,wc},2}$

Coefficients de rigidité (Annexe 2)

- Ame du poteau en traction

$$k_{3,j} = \frac{0.7L_{\text{eff,wc},j}t_{\text{wc}}}{h_{\text{wc}}}$$

Rangée extérieure :

$$k_{3,1} = \frac{0.7 \times 35 \times 4.7}{112} = 1.03\text{mm}$$

1^{ère} & 2^{ème} rangées intérieures :

$$k_{3,2} = k_{3,3} = \frac{0.7 \times 40 \times 4.7}{112} = 1.18\text{mm}$$

- Semelle du poteau en flexion

$$k_{4,j} = \frac{0.9L_{\text{eff},wc,j}t_{fc}^3}{m^3}$$

Rangée extérieure :

$$k_{4,1} = \frac{0.9 \times 35 \times 6.9^3}{11.55^3} = 8.72\text{mm}$$

1^{ère} & 2^{ème} rangées intérieures :

$$k_{4,2} = k_{4,3} = \frac{0.9 \times 40 \times 6.9^3}{11.55^3} = 7.68\text{mm}$$

- Platine d'about en flexion

$$k_{5,j} = \frac{0.9L_{\text{eff},pt,j}t_p^3}{m_p^3}$$

Rangée extérieure :

$$k_{5,1} = \frac{0.9 \times 36.5 \times 10^3}{16.3^3} = 7.59\text{mm}$$

1^{ère} rangée intérieure :

$$k_{5,2} = \frac{0.9 \times 84.2 \times 10^3}{16.3^3} = 14.17\text{mm}$$

2^{ème} rangée intérieure :

$$k_{5,3} = \frac{0.9 \times 50 \times 10^3}{16.3^3} = 10.39\text{mm}$$

- Boulons en traction

$$k_{10} = \frac{1.6 \times A_s}{L_b}$$

$$L_b = t_p + t_{fc} + 0.5(0.7d + 0.8d) = 24.4\text{mm}$$

$$k_{10} = \frac{1.6 \times 58}{25} = 3.71 \text{mm}$$

On obtient :

$$k_1^* = 0.71 \text{mm} \cdot 0.67$$

$$k_2^* = 0.79 \text{mm} \cdot 0.76$$

$$k_3^* = 0.78 \text{mm} \cdot 0.74$$

Et :

$$h_t = \frac{0.67 \times 22.15^2 + 0.76 \times 72.15^2 + 0.74 \times 112.15^2}{0.67 \times 22.15 + 0.76 \times 72.15 + 0.74 \times 112.15} = 87.8 \text{mm}$$

$$k_t = 0.67 \times 22.15 + 0.76 \times 72.15 + 0.74 \times 112.15 = 155 \text{mm}$$

- Ame du poteau en cisaillement

$$k_1 = \frac{0.38 A_{vc}}{\beta h_t}$$

$$\beta = 1$$

$$A_{vc} = 765 \text{mm}^2$$

D'où :

$$k_1 = \frac{0.38 \times 765}{1 \times 87.8} = 3.31 \text{mm}$$

- Ame du poteau en compression

$$k_2 = \frac{0.7 b_{\text{eff},wc,c} t_{wc}}{h_{wc}}$$

$$b_{\text{eff},wc,c} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_f + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c) = 109.34 \text{mm}$$

$$k_2 = \frac{0.7 \times 109.34 \times 5}{112} = 3.42 \text{mm}$$

On obtient :

$$k_\varphi = \frac{87.8^2}{\frac{1}{3.31} + \frac{1}{3.42} + \frac{1}{155}} = 12827 \text{mm}^3$$

$$S_{\text{ini}} = k_\varphi E = 2693 \text{kN.m/rad}$$

$$\frac{EI}{L} = 86.7 \text{ kNm/rad} \rightarrow S_{\text{ini}} \approx 31 \frac{EI}{L}$$

L'assemblage est alors rigide.

3.2. Poteau IPE 140 – traverse IPE 80

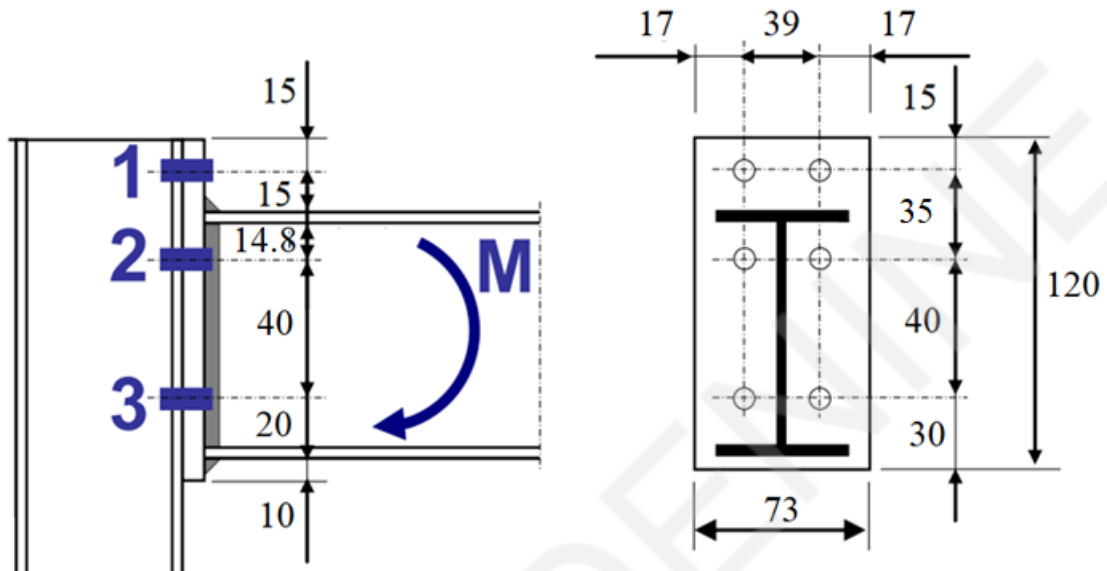


Figure 2.7 : Configuration d'assemblage poteau-traverse (4)

Paramètres du calcul des éléments assemblés :

- **Poteau : IPE140, S235**

$h_c = 140 \text{ mm}$; $h_{wc} = 112 \text{ mm}$; $b_c = 73 \text{ mm}$; $t_{fc} = 6.9 \text{ mm}$; $t_{wc} = 4.7 \text{ mm}$; $r_c = 7 \text{ mm}$;

$A_c = 16.43 \text{ cm}^2$; $A_{vc} = 7.65 \text{ cm}^2$; $I_c = 541.22 \text{ cm}^4$

- **Poutre : IPE80, S235**

$h_b = 80 \text{ mm}$; $b_b = 46 \text{ mm}$; $t_{fb} = 5.2 \text{ mm}$; $t_{wb} = 3.8 \text{ mm}$; $I_b = 80.14 \text{ cm}^4$

- **Platine : S235**

$h_p = 120 \text{ mm}$; $b_p = 73 \text{ mm}$; $t_p = 10 \text{ mm}$

- **Boulons : M10 HR 8.8 avec rondelle d'épaisseur 2mm**

$f_y = 640 \text{ MPa}$; $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$; $A_s = 58 \text{ mm}^2$

Longueurs efficaces

- Platine fléchie (non raidie)

$$m_x = 15 - 0.8\sqrt{2} \times 5 = 9.34\text{mm}$$

$$m_p = \frac{73-3.8}{2} - e - 0.8\sqrt{2} \times 5 = 11.94\text{mm}$$

Débords de soudure : $a_f = a_w = 5\text{mm}$

Rangée extérieure : $L_{\text{eff,pt},1} = 0.5b_p = 36.5\text{mm}$

1^{ère} Rangée intérieure : $L_{\text{eff,pt},2} = \alpha m - (2m + 0.625e) + 0.5p = 63.1\text{mm}$

2^{ème} Rangée intérieure : $L_{\text{eff,pt},3} = p = 40\text{mm}$

- Semelle du poteau

Rangée extérieure : $L_{\text{eff,wc},1} = 0.5p + e_1 = 35\text{mm}$

1^{ère} Rangée intérieure : $L_{\text{eff,wc},2} = p = 35\text{mm}$

2^{ème} Rangée intérieure : $L_{\text{eff,wc},3} = L_{\text{eff,wc},2}$

Coefficients de rigidité

- Ame du poteau en traction

$$k_{3,i} = \frac{0.7 \times 35 \times 4.7}{112} = 1.03\text{mm}$$

- Semelle du poteau en flexion

$$k_{4,i} = \frac{0.9 \times 35 \times 6.9^3}{11.55^3} = 8.72\text{mm}$$

- Platine d'about en flexion :

Rangée extérieure :

$$k_{5,1} = \frac{0.9 \times 36.5 \times 10^3}{11.94^3} = 19.3\text{mm}$$

1^{ère} rangée intérieure :

$$k_{5,2} = \frac{0.9 \times 63.1 \times 10^3}{11.94^3} = 33.36\text{mm}$$

2^{ème} rangée intérieure :

$$k_{5,3} = \frac{0.9 \times 40 \times 10^3}{11.94^3} = 21.15\text{mm}$$

- Boulons en traction

$$k_{10} = \frac{1.6 \times 58}{25} = 3.71 \text{mm}$$

On obtient :

$$k_1^* = 0.71 \text{mm}$$

$$k_2^* = 0.72 \text{mm}$$

$$k_3^* = 0.71 \text{mm}$$

Et :

$$h_t = \frac{0.71 \times 17.4^2 + 0.72 \times 57.4^2 + 0.71 \times 92.4^2}{0.71 \times 17.4 + 0.72 \times 57.4 + 0.71 \times 92.4} = 72.7 \text{mm}$$

$$k_t = 0.71 \times 17.4 + 0.72 \times 57.4 + 0.71 \times 92.4 = 119 \text{mm}$$

- Ame du poteau en cisaillement

$$k_1 = \frac{0.38 \times 765}{1 \times 72.7} = 4 \text{mm}$$

- Ame du poteau en compression

$$b_{\text{eff},w,c} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_f + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c) = 108.84 \text{mm}$$

$$k_2 = \frac{0.7 \times 108.84 \times 5}{112} = 3.40 \text{mm}$$

On obtient :

$$k_\varphi = \frac{72.7^2}{\frac{1}{4} + \frac{1}{3.4} + \frac{1}{119}} = 9566 \text{mm}^3$$

$$S_{\text{ini}} = k_\varphi E = 2008 \text{kN.m/rad}$$

$$\frac{EI}{L} = 82.5 \text{kNm/rad} \rightarrow S_{\text{ini}} \approx 25 \frac{EI}{L}$$

L'assemblage est alors rigide.

4. Pied du poteau encastré au sol

L'effort normal et le moment de flexion qui sollicitent l'assemblage provoquent la traction des tiges d'ancrage et la compression du béton situé sous la platine :

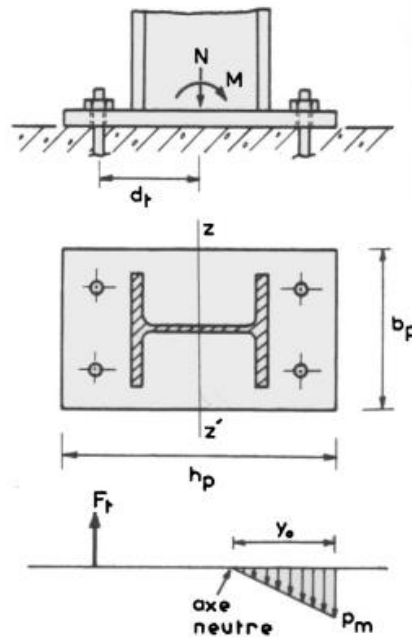


Figure 2.8 : Traction dans les tiges d'ancrage et compression sur le béton

Dénotations :

N: Effort normal appliqué à la base du poteau, positif en cas de compression

M: Moment de flexion appliqué à la base du poteau, tenu en valeur absolue

A_t : Section nominale totale des tiges d'ancrage tendues

F_t : Somme des efforts de traction dans l'ensemble des tiges d'ancrage tendues

p_m : Pression maximale sur le béton

y_0 : Distance de l'axe neutre au bord de la platine exerçant la compression maximale

d_t : Distance des tiges tendues à l'axe passant par le centre de gravité de la section du poteau

E: Module d'Young de l'acier

E_b : Module d'Young du béton

$n = \frac{E}{E_b}$: Coefficient d'équivalence

Efforts sollicitant l'assemblage

Le pied le plus sollicité est celui du poteau (1) pour la combinaison $1.33G + 1.5Q2$ où $M_y = -118 \text{ daN.m}$ et $N = -479 \text{ daN}$. Pour le calcul nous allons considérer :

$$M = 1.2 \text{ kN.m}$$

$$N = 4.8 \text{ kN}$$

Coefficient d'équivalence

Selon les règles BAEL, E_b vaut 33GPa pour les actions de courte durée et 11GPa pour les actions de longue durée.

Soit $E_b = 11\text{GPa}$ et $n = 19$.

Caractéristiques géométriques de l'assemblage

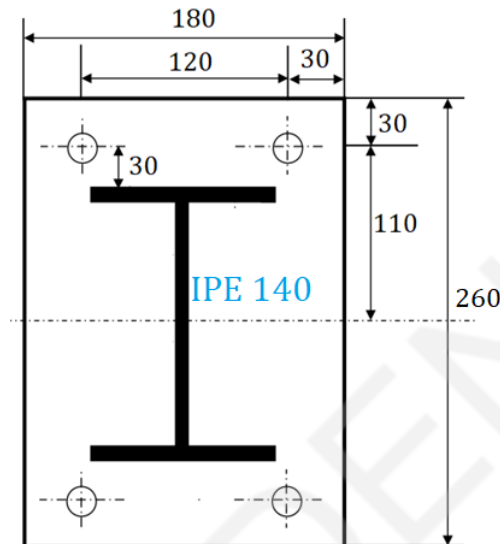


Figure 2.9 : Configuration d'assemblage pied du poteau-sol

- **Poteau : IPE140, S235**

$h_c = 140\text{mm}$; $h_{wc} = 112\text{mm}$; $b_c = 73\text{mm}$; $t_{fc} = 6.9\text{mm}$; $t_{wc} = 4.7\text{mm}$

- **Platine S235**

$h_p = 260\text{mm}$; $b_p = 180\text{mm}$; t_p

- **4 tiges d'ancrages $\varnothing d$ classe 4.6**

$f_{yb} = 240\text{MPa}$; $f_{ub} = 400\text{MPa}$; A_s

- **Béton**

$\sigma_{bc} = 14.17\text{MPa}$; $K = 1.5$ pour des dimensions de fondation inconnues

Selon la méthode de Lescouarc'h, la première étape pour le calcul de résistance des éléments d'assemblage (béton, tiges d'ancrage et platine) est la détermination de p_m et F_t :

$$p_m = \frac{2(M + Nd_t)}{b_p y_0 \left(d_t + \frac{h_p}{2} - \frac{y_0}{3} \right)}$$

$$F_t = \frac{M - N \left(\frac{h_p}{2} - \frac{y_0}{3} \right)}{\left(d_t + \frac{h_p}{2} - \frac{y_0}{3} \right)}$$

Avec $0 < y_0 < d_t + \frac{h_p}{2}$, une condition vérifiée dès que la flexion est prépondérante ce qui est le cas.

Le paramètre y_0 est solution de l'équation suivante :

$$\frac{b_p}{3} y_0^3 + \left(\frac{M}{N} - \frac{h_p}{2} \right) b_p y_0^2 + 2nA_t \left(d_t + \frac{M}{N} \right) y_0 - 2nA_t \left(d_t + \frac{M}{N} \right) \left(d_t + \frac{h_p}{2} \right) = 0$$

Avec $A_t = \frac{\pi d^2}{2}$

Vérification des tiges de diamètre $d=10\text{mm}$

$y_0 = 103\text{mm}$

$p_m = 0.9\text{MPa}$

$F_t = 3.6\text{kN}$

❖ Résistance du béton

$$p_m = 0.9\text{MPa} < K \cdot \sigma_{bc} = 21\text{MPa}$$

❖ Résistance des tiges d'ancrages

- Résistance de la semelle du poteau tendue

$$F_t < F_s R_d = (b_c - s + \pi a_2) t_{fc} \sigma_e$$

Avec :

$s = 120\text{mm}$: Distance entre les deux tiges tendues

$a_2 = 30\text{mm}$: Distance entre l'axe de la tige et la face de la semelle

$$F_t = 3.6\text{kN} < F_s R_d = 76\text{kN}$$

- Résistance de la section filetée des tiges

$$N_j < F_t R_d = \frac{0.9 A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}} ; \gamma_{Mb} = 1.5$$

Avec :

$N_j = \frac{F_t}{2}$: Effort de traction supporté par une tige tendue

$$N_j = 1.8\text{kN} < F_t R_d = 11.14\text{kN}$$

❖ Résistance de la platine

Son calcul est fait en considérant les deux débords de platine extérieurs aux semelles des poutres consoles de section $b_p \times t_p$ et de longueur $\frac{h_p - h_c}{2}$ encastrées sur la semelle. Les valeurs maximales de moment de flexion (M_{m1}, M_{m2}) et d'effort tranchant (V_{m1}, V_{m2}) qui sollicitent ces poutres dépendent de y_0 et de la géométrie de l'assemblage.

- Débord coté tiges tendues

Pour notre cas où $0 < y_0 < d_t + \frac{h_p}{2}$ (i.e. flexion prépondérante) :

$$M_{m1} = F_t \left(d_t - \frac{h_c}{2} \right) = 0.14 \text{ kN.m}$$

$$V_{m1} = F_t = 3.6 \text{ kN}$$

- Débord coté béton comprimé

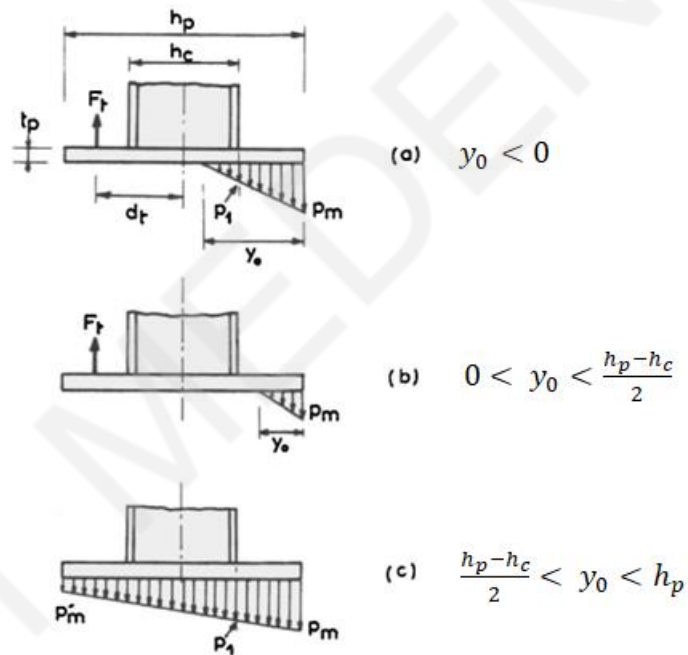


Figure 2.10 : Sollicitations au débord coté béton comprimé

Notre cas est celui décrit en (c) où :

$$p_1 = p_m \frac{y_0 - \frac{1}{2}(h_p - h_c)}{y_0} = 0.38 \text{ MPa}$$

$$M_{m2} = \frac{b_p}{24} (h_p - h_c)^2 (p_1 + 2p_m) = 0.24 \text{ kN.m}$$

$$V_{m2} = \frac{b_p}{4} (h_p - h_c) (p_1 + p_m) = 6.91 \text{ kN}$$

La condition de résistance de la platine est :

$$\max(M_{mi})_{i=1,2} = M_{m2} < \frac{\sigma_e b_p t_p^2}{6}$$

$$\max(V_{mi})_{i=1,2} = V_{m2} < \frac{2\sigma_e b_p t_p}{3\sqrt{3}}$$

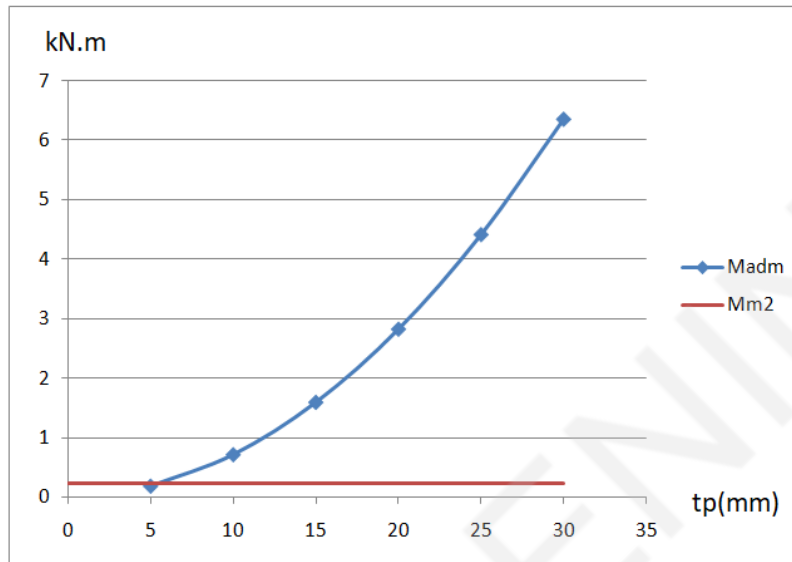


Figure 2.11 : Moment admissible de la platine en fonction d'épaisseur

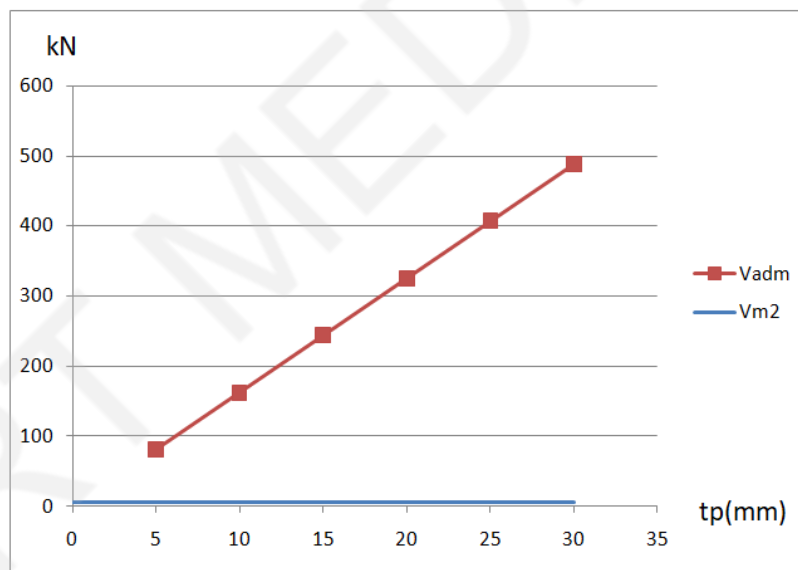


Figure 2.12 : Effort tranchant admissible de la platine en fonction d'épaisseur

D'après les figures : $t_{p_{\min}} = 7\text{mm}$

Pour tenir compte du moment M_z que nous n'avons pas considéré dans le calcul, on prend $t_p = 10\text{mm}$.

On retient :

- Platine : $h_p = 260\text{mm}$; $b_p = 180\text{mm}$; $t_p = 10\text{mm}$
- 4 tiges d'ancrages M10 4.6

5. Conclusion

En admettant un comportement élastique et sur la base des efforts maximaux calculés dans le chapitre précédent, nous avons dimensionné les attaches poteaux IPE – poutres IPE et les encastremets pieds des poteaux IPE– sol.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III : Résultats du calcul d'assemblages

Assemblage	Description	Eléments	Configuration
Panne – traverse	Articulation par échantignolle	- Echantignolles de section rectangulaire 50×9 pour les traverses IPE 100 - Echantignolles de section rectangulaire 40×8 pour les traverses IPE 80	
poteau IPE – poutre IPE	- Assemblage rigide par platine d'extrémité boulonnée sans raidisseurs	- Boulons M10 8.8 : 3 rangées et 2 colonnes - Platine $140 \times 82 \times 10$ pour les traverses IPE 100 - Platine $120 \times 82 \times 10$ pour les traverses IPE 80	

<p> pied du poteau encastré</p>	<p>- Assemblage par platine non raidi</p>	<p>- Platine 260 × 180 × 10</p> <p>- Tiges d'ancrages M10 4.6 : 2 rangées et 2 colonnes</p>	

Chapitre 3 : Validation numérique

Dans ce chapitre, nous allons valider les résultats analytiques par une simulation numérique. Parmi les logiciels du calcul d'éléments finis, nous avons choisi Autodesk Robot Structural. Ce choix est justifié par les avantages qu'offre Autodesk Robot comme un outil d'analyse structurelle :

- La génération automatique des charges climatiques
- La génération automatique des pondérations fonction de la norme choisie
- La vérification des assemblages

1. Vérification d'ossature

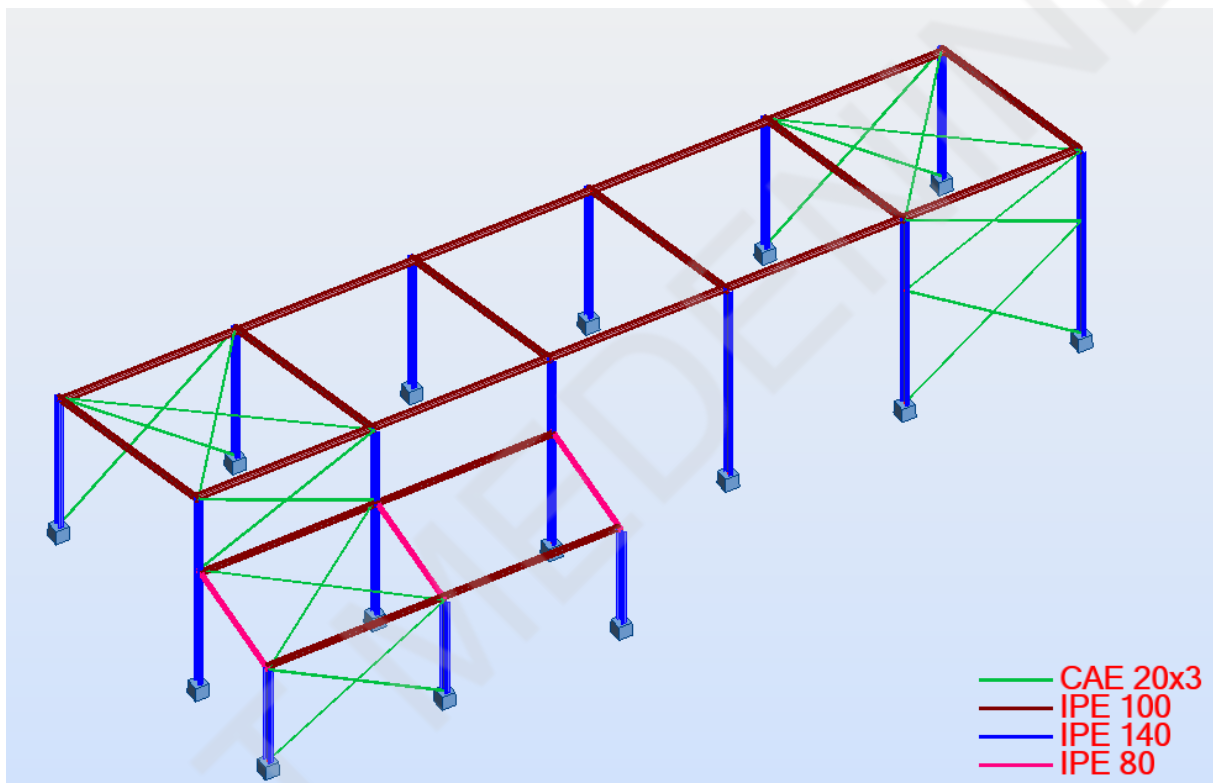


Figure 3.1 : Modèle Autodesk de la charpente

Application des charges

Les charges du vent sont calculées par la norme NV65 pour la pression dynamique de référence $q_{10} = 14 \text{ daN/m}^2$.

Les charges d'exploitation sur les traverses sont appliquées sur des portiques de rives (cas le plus défavorable aux poteaux sollicités par le vent) :

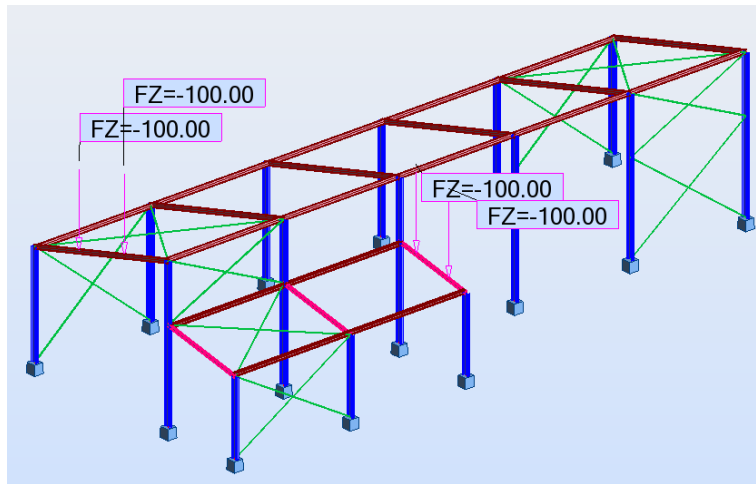


Figure 3.2 : Charges d'exploitation

Le poids de couverture supporté par les portiques de rives est la moitié de celui supporté par les portiques intermédiaires. Cependant on traite tous les portiques comme étant intermédiaires :

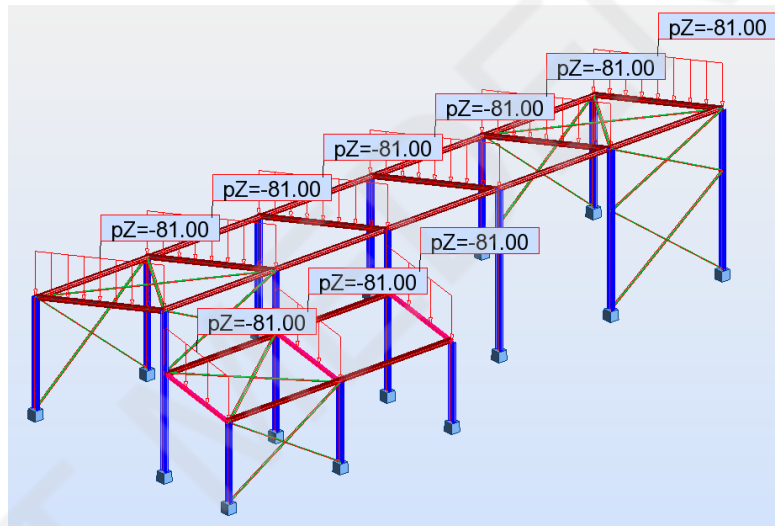








Figure 3.2 : Charges permanentes

Vérification des profilés choisis







On se limite à vérifier les poteaux de rive et les traverses où les charges d'exploitation sont appliquées :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1 Poteaux Pig 1	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 140	ACIER	21.78	151.18	0.22	11 EFF/16=1*1.33 + 2
2 Traverses 2	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 100	ACIER	132.32	320.24	0.70	7 EFF/1=1*1.33 + 2*1.
3 Poteaux Pig 3	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 140	ACIER	31.18	133.04	0.19	11 EFF/16=1*1.33 + 2
5 Poteaux Pig 5	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 140	ACIER	15.50	107.64	0.15	11 EFF/16=1*1.33 + 2
14 Traverses 14	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 80	ACIER	82.05	5.82	0.24	9 EFF/14=1*1.33 + 2*







Poteau (1)

CONTRAINTES			
<p>SigN = 484.67/16.43 = 2.95 MPa SigFy = 109.70/77.32 = 14.19 MPa SigFz = 39.67/12.31 = 32.24 MPa</p>			
DEVERSEMENT			
		z=1.00	<p>ID_sup=2.50 m C=2.59 kD=1.00 B=1.00 D=1.93 Sig D=96.41 MPa</p>
FLAMBEMENT Y		FLAMBEMENT Z	
	Ly=2.50 m	Muy=1481.23	
	Lfy=1.25 m	k1y=1.00	
	Lambda y=21.78	kFy=1.00	Lambda z=151.20 kFz=1.05
RESULTATS			
<p>$k1 \cdot \text{SigN} + kD \cdot kFy \cdot \text{SigFy} + kFz \cdot \text{SigFz} = 1.01 \cdot 2.95 + 1.00 \cdot 1.00 \cdot 14.19 + 1.05 \cdot 32.24 = 51.12 < 235.00 \text{ MPa} \text{ (3.731)}$ $1.54 \cdot \text{Tauy} = 1.54 \cdot -0.69 = -1.06 < 235.00 \text{ MPa} \text{ (1.313)}$ $1.54 \cdot \text{Tauz} = 1.54 \cdot -2.28 = -3.51 < 235.00 \text{ MPa} \text{ (1.313)}$</p>			



Poteau (3)

CONTRAINTES			
<p>SigN = 513.92/16.43 = 3.13 MPa SigFy = 67.15/77.32 = 8.69 MPa SigFz = 39.04/12.31 = 31.72 MPa</p>			
DEVERSEMENT			
		z=1.00	<p>ID_inf=2.20 m C=2.48 kD=1.00 B=1.00 D=1.76 Sig D=102.21 MPa</p>
FLAMBEMENT Y		FLAMBEMENT Z	
	Ly=3.58 m	Muy=681.22	
	Lfy=1.79 m	k1y=1.00	
	Lambda y=31.19	kFy=1.00	Lambda z=133.05 kFz=1.04
RESULTATS			
<p>$k1 \cdot \text{SigN} + kD \cdot kFy \cdot \text{SigFy} + kFz \cdot \text{SigFz} = 1.01 \cdot 3.13 + 1.00 \cdot 1.00 \cdot 8.69 + 1.04 \cdot 31.72 = 44.94 < 235.00 \text{ MPa} \text{ (3.731)}$ $1.54 \cdot \text{Tauy} = 1.54 \cdot -0.63 = -0.98 < 235.00 \text{ MPa} \text{ (1.313)}$ $1.54 \cdot \text{Tauz} = 1.54 \cdot 0.63 = 0.97 < 235.00 \text{ MPa} \text{ (1.313)}$</p>			



Poteau (5)

CONTRAINTES			
<p>SigN = 208.25/16.43 = 1.27 MPa SigFy = 113.91/77.32 = 14.73 MPa SigFz = 22.73/12.31 = 18.47 MPa</p>			
DEVERSEMENT			
		z=1.00	<p>ID_inf=1.78 m C=2.76 kD=1.00 B=1.00 D=1.54 Sig D=111.06 MPa</p>
FLAMBEMENT Y		FLAMBEMENT Z	
	Ly=1.78 m	Muy=6800.19	
	Lfy=0.89 m	k1y=1.00	
	Lambda y=15.51	kFy=1.00	Lambda z=107.65 kFz=1.01
RESULTATS			
<p>$k1 \cdot \text{SigN} + kD \cdot kFy \cdot \text{SigFy} + kFz \cdot \text{SigFz} = 1.00 \cdot 1.27 + 1.00 \cdot 1.00 \cdot 14.73 + 1.01 \cdot 18.47 = 34.68 < 235.00 \text{ MPa} \text{ (3.731)}$ $1.54 \cdot \text{Tauy} = 1.54 \cdot -0.39 = -0.61 < 235.00 \text{ MPa} \text{ (1.313)}$ $1.54 \cdot \text{Tauz} = 1.54 \cdot 1.52 = 2.34 < 235.00 \text{ MPa} \text{ (1.313)}$</p>			

Traverse (2)

CONTRAINTES		SigN = 261.95/10.32 = 2.54 MPa SigFy = 236.60/34.20 = 69.18 MPa SigFz = 0.08/5.79 = 0.13 MPa	
DEVERSEMENT		ID_inf=3.98 m B=1.00	C=1.00 D=4.44 kD=2.27 Sig D=80.76 MPa
FLAMBEMENT Y		FLAMBEMENT Z	
	Ly=4.14 m Lfy=4.14 m Muy=78.82 k1y=1.00 kFy=1.02 Lambda y=101.78		Lz=4.14 m Lfz=3.98 m Muz=7.96 k1z=1.05 kFz=1.23 Lambda z=320.24
RESULTATS			
k1*SigN + kD*kFy*SigFy + kFz*SigFz = 1.05*2.54 + 2.27*1.02*69.18 + 1.23*0.13 = 162.85 < 235.00 MPa (3.731) 1.54*Tauy = 1.54*0.00 = 0.00 < 235.00 MPa (1.313) 1.54*Tauz = 1.54*9.08 = 13.99 < 235.00 MPa (1.313)			

Traverse (4)

CONTRAINTES		SigN = 180.68/7.64 = 2.36 MPa SigFy = 106.56/20.03 = 53.19 MPa SigFz = 0.02/3.69 = 0.04 MPa	
DEVERSEMENT		ID_inf=0.06 m B=1.00	C=1.09 D=1.00 kD=1.00 Sig D=270.83 MPa
FLAMBEMENT Y		FLAMBEMENT Z	
	Ly=2.04 m Lfy=2.04 m Muy=220.11 k1y=1.00 kFy=1.01 Lambda y=63.10		Lz=2.04 m Lfz=0.06 m Muz=25909.59 k1z=1.00 kFz=1.00 Lambda z=5.82
RESULTATS			
k1*SigN + kD*kFy*SigFy + kFz*SigFz = 1.00*2.36 + 1.00*1.01*53.19 + 1.00*0.04 = 55.98 < 235.00 MPa (3.731) 1.54*Tauy = 1.54*0.00 = -0.01 < 235.00 MPa (1.313) 1.54*Tauz = 1.54*9.40 = -14.47 < 235.00 MPa (1.313)			

2. Vérification des assemblages

2.1. Assemblages poteau- traverse

On applique une liaison « angle de portique » avec les paramètres calculés au niveau des nœuds les plus sollicités :

Intersection traverse (2) – poteau (3)

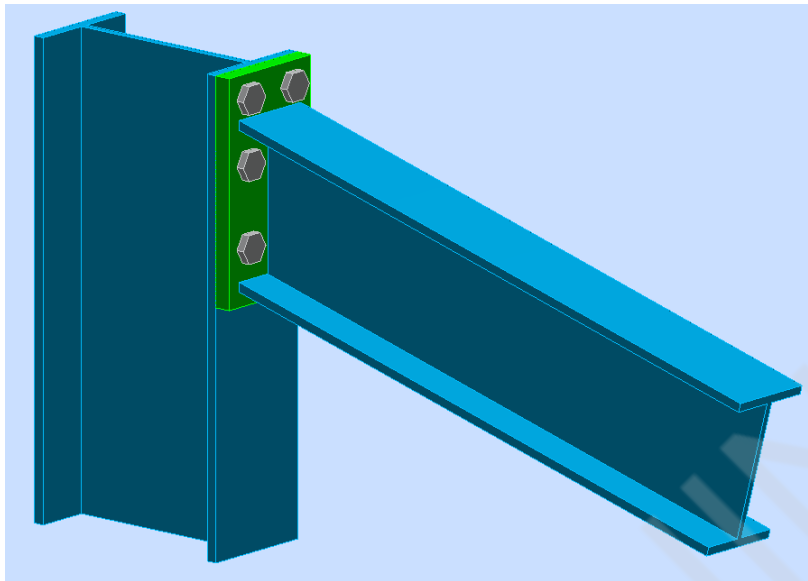


Figure 3.4 : Vue d'assemblage poteau IPE140-traverse IPE100

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF P 22-430	 Ratio 0.42
--	--	---

GENERAL

Assemblage N°: 1
Nom de l'assemblage : Angle de portique
Noeud de la structure: 3
Barres de la structure: 3, 2

GEOMETRIE

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 10$ [mm] Diamètre du boulon
Classe = 8.8 Classe du boulon
 $F_b = 2552.00$ [daN] Résistance du boulon à la rupture
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 3$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 15$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 39$ [mm]
Entraxe $p_i = 40;50$ [mm]

PLATINE

$h_p = 140$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 73$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER
 $\sigma_{ep} = 235.00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 5$ [mm] Soudure semelle

EFFORTS

Cas: 14: $EFF/1=1*1.33 + 13*1.50 + 1*1.33+13*1.50$

$M_y = 270.11$ [daN*m] Moment fléchissant

$F_z = 369.65$ [daN] Effort tranchant

$F_x = -155.83$ [daN] Effort axial

RESULTATS

DISTANCES DE CALCUL

Boulon 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	Extérieurs			5	12			10	17					39	40	
2	Intérieurs	10	17			15	22	10	17						45	
3	Centraux	10	17					10	17							50

$x = 22$ [mm] Zone comprimée

$x = e_s * \sqrt{(b/e_a)}$

EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE ELASTIQUE

Boulon N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b	F _i	p _i [%]
1	113	6981.59	1907.77	3020.73	3060.01	2552.00	> 797.49	100.00
2	73	11819.69	2485.13	8610.68	3060.01	2552.00	> 505.04	100.00
3	23	4673.71	2408.75	5934.65	3255.39	2552.00	> 139.47	100.00

$F_t \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$ 797.49 < 1907.77 **vérifié** (0.42)

Traction des boulons

$1.25 * F_{imax} / A_s \leq \sigma_{red}$ |171.87| < 550.00 **vérifié** (0.31)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$\sqrt{[F_{imax}^2 + 2.36 * T_i^2]} / A \leq \sigma_{red}$ |102.25| < 550.00 **vérifié** (0.19)

Effort tranchant

$T_1 \leq T_b$ 61.61 < 2804.99 **vérifié** (0.02) [9.2.2.1]

VERIFICATION DE LA POUTRE

Compression réduite de la semelle

$N_{c adm} = 9652.15$ [daN] Résistance de la section de la poutre

$N_{c adm} = A_{bc} * \sigma_e + N * A_{bc} / A_b$

$F_{res} \leq N_{c adm}$ 3195.66 < 9652.15 **vérifié** (0.33)

VERIFICATION DU POTEAU

Compression de l'âme du poteau

$F_{res} \leq F_{pot}$ 3195.66 < 10537.38 **vérifié** (0.30) [9.2.2.2]

Cisaillement de l'âme du poteau - (NF, CM66)

$|F_{res}| \leq V_R$ |3195.66| < 11668.06 **vérifié** (0.27)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0.42
--	-------	------

Intersection traverse (4) – poteau (5)

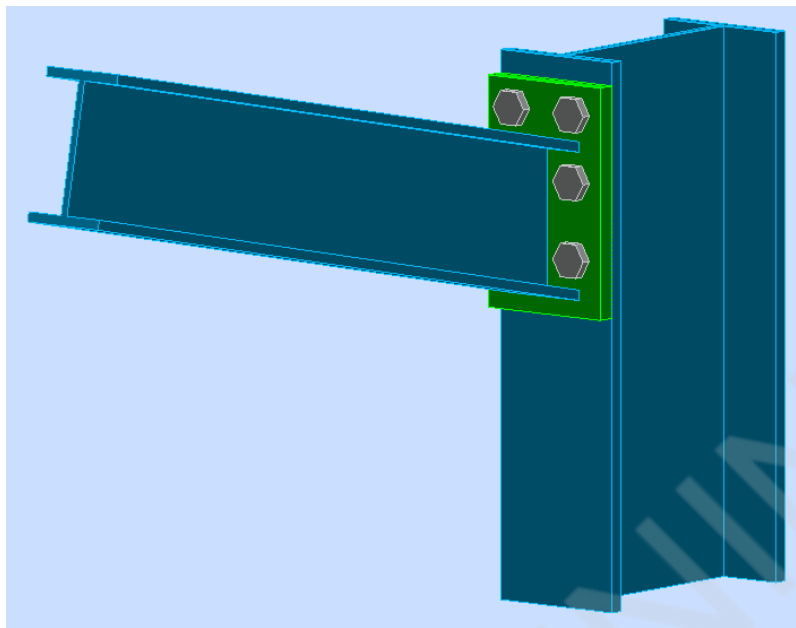


Figure 3.5 : Vue d'assemblage poteau IPE140-traverse IPE80

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014	
	Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF P 22-430	

GENERAL

Assemblage N°: 4
Nom de l'assemblage : Poutre - poteau
Noeud de la structure: 5
Barres de la structure: 5, 4

GEOMETRIE

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 10$ [mm] Diamètre du boulon
Classe = 8.8 Classe du boulon
 $F_b = 2552.00$ [daN] Résistance du boulon à la rupture
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 3$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 15$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 39$ [mm]
Entraxe $p_i = 35; 40$ [mm]

PLATINE

$h_p = 120$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 73$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER
 $\sigma_{ep} = 235.00$ [MPa] Résistance

SOUDESURES D'ANGLE

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 5$ [mm] Soudure semelle

EFFORTS

Cas: 16: $EFF/14=1*1.33 + 13*1.42 + 7*1.42 + 1*1.33+(13+7)*1.42$

$M_y = 65.70$ [daN*m] Moment fléchissant
 $F_z = 181.66$ [daN] Effort tranchant
 $F_x = -109.16$ [daN] Effort axial

RESULTATS

DISTANCES DE CALCUL

Boulon 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	Extérieurs			7	14			10	17					39	35	
2	Intérieurs	11	18			9	16	10	17						38	

$x = 18$ [mm] Zone comprimée $x = e_s * \sqrt{(b/e_a)}$

EFFORTS PAR BOULON - EFFORTS PAR BOULON - METHODE ELASTIQUE

Boulon N°	d_i	F_t	F_a	F_s	F_p	F_b	F_i	p_i [%]
1	93	5575.47	1435.95	2504.42	2934.22	2552.00	> 235.78	100.00
2	58	13096.21	2070.94	6740.16	2934.22	2552.00	> 140.29	100.00

$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi})$ $235.78 < 1435.95$ **vérifié** (0.16)

Traction des boulons

$1.25 * F_{imax} / A_s \leq \sigma_{red}$ $|50.81| < 550.00$ **vérifié** (0.09)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$\sqrt{[F_{imax}^2 + 2.36 * T_i^2]} / A \leq \sigma_{red}$ $|30.60| < 550.00$ **vérifié** (0.06)

Effort tranchant

$T_1 \leq T_b$ $30.28 < 2804.99$ **vérifié** (0.01)

VERIFICATION DE LA POUTRE

Compression réduite de la semelle

$N_{c adm} = 7349.72$ [daN] Résistance de la section de la poutre [9.2.2.2.2] $N_{c adm} = A_{bc} * \sigma_e + N * A_{bc} / A_b$

$F_{res} \leq N_{c adm}$ $970.46 < 7349.72$ **vérifié** (0.13)

VERIFICATION DU POTEAU

Compression de l'âme du poteau

$F_{res} \leq F_{pot}$ $970.46 < 10472.14$ **vérifié** (0.09)

Cisaillement de l'âme du poteau - (NF, CM66)

$|F_{res}| \leq V_R$ $|970.46| < 11668.06$ **vérifié** (0.08)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0.16
--	-------	------

2.2. Pied du poteau encastré

On applique la liaison au pied du poteau le plus sollicité (1) :

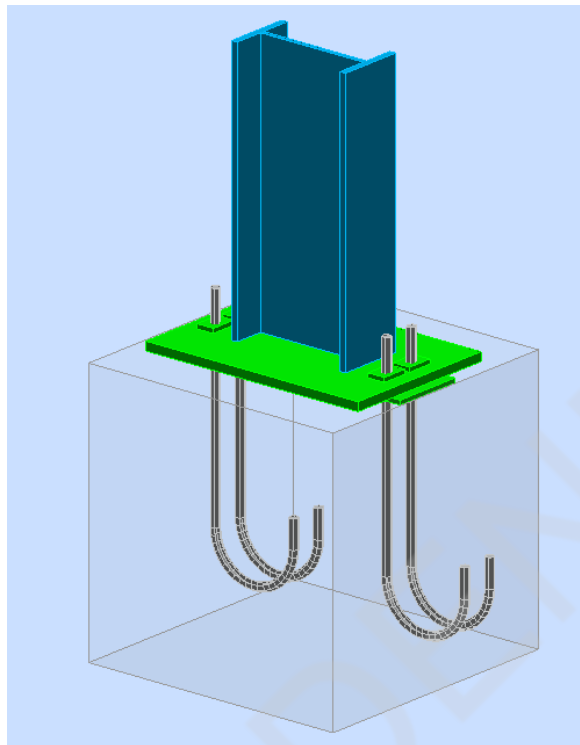


Figure 3.6 : Vue d'assemblage pied du poteau encastré

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014	
	Calcul du Pied de Poteau encastré 'Les pieds de poteaux encastrés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)	

GENERAL

Assemblage N°: 3
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
Noeud de la structure: 1
Barres de la structure: 1

GEOMETRIE

PLAQUE PRINCIPALE DU PIED DE POTEAU

$l_{pd} = 260$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 180$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 10$ [mm] Epaisseur
Matériau: ACIER
 $\sigma_e = 235.00$ [MPa] Résistance

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage
 $d = 10$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 10$ [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage
 $n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 2$ Nombre de rangées des boulons
 Ecartement $e_{Hi} = 210$ [mm]
 Entraxe $e_{Vi} = 37$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 20$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 30$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 5$ [mm] Epaisseur

SEMELLE ISOLEE

$L = 300$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 300$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 300$ [mm] Hauteur de la semelle

BETON

$f_{c28} = 20.00$ [MPa] Résistance
 $\sigma_{bc} = 11.33$ [MPa] Résistance
 $n = 19.00$ ratio Acier/Béton

SOUDURES

$a_p = 5$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

EFFORTS

Cas: $18: EFF/16=1*1.33 + 13*1.42 + 11*1.42 + 1*1.33+(13+11)*1.42$

$N = -460.87$ [daN] Effort axial
 $Q_y = 100.94$ [daN] Effort tranchant
 $Q_z = 149.87$ [daN] Effort tranchant
 $M_y = -109.70$ [daN*m] Moment fléchissant
 $M_z = 39.67$ [daN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BETON

Vérification du béton pour la pression diamétrale

$p_m \leq K^* \sigma_{bc}$ $1.38 < 17.00$ **vérifié** (0.08)

Vérification de la semelle tendue du poteau

$l_1 = 37$ [mm] $l_1 = 0.5*b_{fc}$
 $l_2 = 110$ [mm] $l_2 = \pi * a_2$
 $l_3 = 73$ [mm] $l_3 = 0.5*[(b_{fc}-s) + \pi*a_2]$
 $l_4 = 73$ [mm] $l_4 = 0.5*(s+\pi*a_2)$
 $l_{eff} = 37$ [mm] $l_{eff} = \min(l_1, l_2, l_3, l_4)$

$N_t \leq l_{eff} * t_{fc} * \sigma_{ec}$ $330.67 < 5918.47$ **vérifié** (0.06)

Adhérence

$N_t \leq \pi * d * \tau_s * (L_2 + 6.4 * r + 3.5 * L_4)$ $330.67 < 2100.90$ **vérifié** (0.16)

Vérification de la résistance de la section fileté d'une tige

$N_t \leq 0.8 * A_s * \sigma_e$ $330.67 < 1113.60$ **vérifié** (0.30)

Résistance un effort incliné sur le plan du joint

$|T_z| \leq \sqrt{[\sigma_e^2 * A_b^2 - N^2]}/1.54$ $|37.47| < 1205.02$ **vérifié** (0.03)

$|T_y| \leq \sqrt{[\sigma_e^2 * A_b^2 - N^2]}/1.54$ $|25.23| < 1205.02$ **vérifié** (0.02)

Transfert des efforts tranchants

$|t'_z| \leq (A * \sigma_e)/1.54$ $|2.90| < 1224.00$ **vérifié** (0.00)

$|t'_y| \leq (A * \sigma_e)/1.54$ $|0.00| < 1224.00$ **vérifié** (0.00)

PLATINE

Zone de traction

$M_{11'} \leq \sigma_e * b_{pd} * t_{pd}^2/6$ $23.15 < 70.50$ **vérifié** (0.33)

Cisaillement

$V_{11'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * b_{pd} * t_{pd} / 1.5$	661.35 < 16281.28	vérifié	(0.04)
$t_{pmin} = 0$ [mm]			$t_{pmin} = V_{11'} * 1.5 * \sqrt{3} / (\sigma_e * b_{pd})$
$t_{pd} \geq t_{pmin}$	10 > 0	vérifié	(0.04)
Traction			
$N_i [daN] \leq 375 * t_{pd} [mm] * [(a_2/a_1) * (s/(s+a_2))]$	330.67 < 2399.01	vérifié	(0.14)
Zone comprimée			
$M_{22'} \leq \sigma_e * b_{pd} * t_{pd}^2 / 6$	31.80 < 70.50	vérifié	(0.45)
Cisaillement			
$V_{22'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * b_{pd} * t_{pd} / 1.5$	845.86 < 16281.28	vérifié	(0.05)
$t_{pmin} = 1$ [mm]			$t_{pmin} = V_{22'} * 1.5 * \sqrt{3} / (\sigma_e * b_{pd})$
$t_{pd} \geq t_{pmin}$	10 > 1	vérifié	(0.05)
$M_3 \leq \sigma_e * b_{pd} * t_{pd}^2 / 6$	35.51 < 70.50	vérifié	(0.50)
$t_{pd} \geq 0.139 * (l_{pd} - h_c) * \rho_m^{1/3}$	10 > 9	vérifié	(0.86)
Pression diamétrale			
$ t_z = 2.90$ [daN] Effort tranchant			$t_z = (Q_z - 0.3 * N) / n_v$
$ t_z' \leq 3 * d * t_{pd} * \sigma_e$	2.90 < 7050.00	vérifié	(0.00)
$ t_y = 0.00$ [daN] Effort tranchant			$t_y = (Q_y - 0.3 * N) / n_v$
$ t_y' \leq 3 * d * t_{pd} * \sigma_e$	0.00 < 7050.00	vérifié	(0.00)
<u>PLATINE DE PRESCELLEMENT</u>			
Pression diamétrale			
$ t_z' \leq 3 * d * t_{pp} * \sigma_e$	2.90 < 3525.00	vérifié	(0.00)
$ t_y' \leq 3 * d * t_{pp} * \sigma_e$	0.00 < 3525.00	vérifié	(0.00)
Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme			Ratio 0.86

Conclusion

SRT MEDENINE

Annexes

Annexe 1 : Coefficients du calcul de déversement plastique (EUROCODE3)

C_1																						
	-1	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	
$\mu = qL^2/8M < 0$	0	2,554	2,627	2,606	2,534	2,438	2,331	2,219	2,104	1,990	1,878	1,770	1,667	1,569	1,477	1,391	1,312	1,238	1,171	1,109	1,052	1,000
	-0,1	2,450	2,672	2,805	2,815	2,751	2,653	2,538	2,415	2,288	2,160	2,033	1,909	1,791	1,678	1,573	1,475	1,385	1,302	1,227	1,158	1,095
	-0,2	2,233	2,490	2,763	2,972	3,034	2,987	2,890	2,770	2,637	2,497	2,354	2,210	2,069	1,932	1,802	1,680	1,567	1,464	1,371	1,286	1,209
	-0,3	2,003	2,231	2,505	2,817	3,108	3,249	3,236	3,149	3,027	2,886	2,735	2,576	2,414	2,252	2,094	1,942	1,800	1,670	1,551	1,444	1,348
	-0,4	1,790	1,980	2,210	2,491	2,828	3,190	3,440	3,489	3,423	3,306	3,162	3,001	2,829	2,648	2,463	2,279	2,101	1,934	1,781	1,644	1,522
	-0,5	1,604	1,759	1,944	2,171	2,450	2,795	3,201	3,570	3,726	3,703	3,601	3,461	3,296	3,113	2,915	2,705	2,490	2,279	2,081	1,902	1,742
	-0,6	1,468	1,570	1,719	1,897	2,115	2,385	2,722	3,140	3,598	3,908	3,971	3,902	3,775	3,614	3,426	3,214	2,979	2,728	2,477	2,240	2,027
	-0,7	1,382	1,410	1,530	1,671	1,840	2,046	2,300	2,618	3,020	3,507	3,972	4,191	4,192	4,094	3,945	3,760	3,540	3,281	2,989	2,685	2,400
	-0,8	1,324	1,316	1,372	1,486	1,618	1,776	1,967	2,201	2,493	2,862	3,326	3,863	4,290	4,433	4,397	4,276	4,104	3,882	3,600	3,253	2,884
	-0,9	1,284	1,278	1,271	1,332	1,438	1,562	1,708	1,882	2,095	2,357	2,685	3,101	3,617	4,175	4,550	4,646	4,584	4,438	4,219	3,898	3,471
	-1	1,254	1,250	1,245	1,242	1,291	1,389	1,503	1,637	1,796	1,986	2,218	2,505	2,865	3,317	3,865	4,419	4,754	4,820	4,724	4,498	4,089
	-1,1	1,233	1,229	1,226	1,223	1,222	1,248	1,339	1,444	1,566	1,709	1,879	2,083	2,331	2,638	3,019	3,491	4,045	4,574	4,869	4,871	4,590
	-1,2	1,216	1,213	1,211	1,209	1,208	1,208	1,208	1,208	1,208	1,208	1,208	1,208	1,208	1,208	1,208	1,208	1,208	1,208	1,208	1,208	1,208
	-1,3	1,203	1,201	1,199	1,198	1,197	1,197	1,198	1,200	1,241	1,329	1,429	1,544	1,678	1,834	2,019	2,239	2,504	2,823	3,207	3,648	4,084
	-1,4	1,193	1,191	1,190	1,189	1,189	1,189	1,190	1,192	1,195	1,199	1,274	1,364	1,467	1,586	1,723	1,883	2,070	2,292	2,555	2,865	3,221
	-1,5	1,184	1,183	1,182	1,182	1,182	1,183	1,184	1,185	1,188	1,191	1,196	1,221	1,303	1,396	1,501	1,621	1,760	1,920	2,107	2,325	2,578
	-1,6	1,176	1,176	1,176	1,176	1,176	1,177	1,178	1,180	1,183	1,186	1,190	1,194	1,200	1,245	1,328	1,422	1,528	1,649	1,788	1,946	2,128
	-1,7	1,171	1,171	1,171	1,171	1,171	1,172	1,174	1,176	1,178	1,181	1,185	1,189	1,194	1,199	1,207	1,266	1,350	1,444	1,550	1,670	1,805
	-1,8	1,167	1,166	1,166	1,167	1,167	1,168	1,170	1,171	1,174	1,177	1,180	1,184	1,189	1,194	1,200	1,207	1,214	1,283	1,366	1,460	1,564
	-2	1,159	1,159	1,159	1,160	1,161	1,162	1,163	1,165	1,167	1,170	1,173	1,176	1,180	1,185	1,190	1,195	1,201	1,208	1,215	1,223	1,232
	-2,2	1,153	1,154	1,154	1,155	1,156	1,157	1,159	1,160	1,162	1,165	1,167	1,170	1,174	1,178	1,182	1,186	1,192	1,197	1,203	1,209	1,217
-2,5	1,148	1,148	1,148	1,149	1,151	1,152	1,153	1,155	1,157	1,159	1,161	1,164	1,167	1,170	1,173	1,177	1,181	1,185	1,189	1,195	1,201	
-3	1,141	1,142	1,143	1,143	1,144	1,146	1,147	1,148	1,150	1,152	1,154	1,156	1,158	1,160	1,163	1,166	1,169	1,172	1,175	1,179	1,183	
-3,5	1,137	1,138	1,139	1,140	1,141	1,142	1,143	1,144	1,146	1,147	1,149	1,151	1,152	1,155	1,157	1,159	1,161	1,164	1,167	1,170	1,173	
-4	1,135	1,136	1,136	1,137	1,138	1,139	1,140	1,142	1,143	1,144	1,145	1,147	1,149	1,151	1,152	1,154	1,156	1,158	1,160	1,163	1,165	
-5	1,132	1,133	1,133	1,134	1,135	1,136	1,137	1,138	1,139	1,140	1,141	1,142	1,144	1,145	1,146	1,148	1,149	1,151	1,152	1,154	1,156	
-7	1,129	1,130	1,130	1,131	1,132	1,133	1,133	1,134	1,135	1,136	1,137	1,137	1,138	1,139	1,140	1,141	1,142	1,143	1,144	1,145	1,146	
-10	1,128	1,129	1,129	1,130	1,130	1,131	1,131	1,132	1,132	1,133	1,133	1,134	1,134	1,135	1,136	1,137	1,138	1,139	1,140	1,140	1,141	
∞	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	1,127	

C_2																						
	-1	-0,9	-0,8	-0,7	-0,6	-0,5	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	
$\mu = qL^2/8M < 0$	0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
	-0,1	0,083	0,094	0,096	0,089	0,083	0,080	0,077	0,076	0,074	0,073	0,071	0,069	0,067	0,064	0,061	0,058	0,055	0,052	0,050	0,047	0,044
	-0,2	0,150	0,172	0,197	0,209	0,197	0,181	0,171	0,165	0,161	0,159	0,156	0,153	0,149	0,144	0,138	0,132	0,124	0,118	0,111	0,104	0,098
	-0,3	0,205	0,232	0,265	0,307	0,338	0,328	0,298	0,277	0,266	0,259	0,256	0,253	0,249	0,243	0,235	0,224	0,212	0,200	0,187	0,175	0,164
	-0,4	0,250	0,279	0,315	0,360	0,418	0,477	0,487	0,445	0,406	0,384	0,372	0,367	0,364	0,360	0,353	0,341	0,325	0,306	0,285	0,265	0,246
	-0,5	0,287	0,316	0,352	0,396	0,453	0,526	0,612	0,665	0,629	0,567	0,526	0,505	0,497	0,494	0,491	0,483	0,467	0,442	0,412	0,381	0,350
	-0,6	0,317	0,345	0,380	0,421	0,474	0,540	0,625	0,731	0,834	0,849	0,777	0,708	0,669	0,652	0,648	0,646	0,638	0,616	0,578	0,532	0,485
	-0,7	0,340	0,368	0,400	0,439	0,486	0,544	0,617	0,710	0,829	0,968	1,067	1,035	0,946	0,878	0,844	0,834	0,832	0,823	0,789	0,731	0,661
	-0,8	0,358	0,385	0,415	0,451	0,493	0,544	0,606	0,683	0,780	0,904	1,058	1,223	1,300	1,241	1,151	1,091	1,065	1,058	1,039	0,982	0,888
	-0,9	0,373	0,398	0,427	0,460	0,498	0,542	0,596	0,660	0,738	0,836	0,958	1,113	1,302	1,483	1,544	1,482	1,403	1,355	1,328	1,280	1,169
	-1	0,385	0,409	0,435	0,465	0,500	0,540	0,586	0,640	0,705	0,783	0,878	0,996	1,145	1,330	1,548	1,743	1,807	1,760	1,696	1,628	1,498
	-1,1	0,394	0,417	0,442	0,469	0,501	0,536	0,577	0,624	0,678	0,742	0,819	0,910	1,022	1,160	1,332	1,543	1,785	1,994	2,071	2,025	1,876
	-1,2	0,402	0,423	0,446	0,472	0,500	0,532	0,569	0,609	0,656	0,710	0,773	0,847	0,934	1,039	1,166	1,322	1,513	1,742	1,993	2,190	2,204
	-1,3	0,409	0,428	0,450	0,474	0,500	0,529	0,561	0,597	0,638	0,685	0,737	0,798	0,869	0,951	1,049	1,165	1,305	1,474	1,678	1,911	2,133
	-1,4	0,414	0,433	0,453	0,475	0,499	0,525	0,555	0,587	0,623	0,664	0,709	0,760	0,819	0,886	0,964	1,054	1,161	1,286	1,436	1,613	1,817
	-1,5	0,419	0,436	0,455	0,475	0,498	0,522	0,549	0,578	0,610	0,646	0,685	0,730	0,780	0,836	0,900	0,973	1,056	1,154	1,267	1,400	1,554
	-1,6	0,422	0,439	0,457	0,476	0,497	0,519	0,543	0,570	0,599	0,631	0,666	0,705	0,748	0,796	0,850	0,910	0,978	1,056	1,146	1,248	1,366
	-1,7	0,426	0,441	0,458	0,476	0,495	0,516	0,539	0,563	0,589	0,618	0,650	0,684	0,722	0,763	0,809	0,861	0,918	0,982	1,055	1,137	1,230
	-1,8	0,428	0,443	0,459	0,476	0,494	0,513	0,534	0,557	0,581	0,607	0,635	0,666	0,700	0,737	0,777	0,821	0,870	0,924	0,985	1,052	1,128
	-2	0,433	0,446	0,461	0,476	0,492	0,509	0,527	0,546	0,567	0,589	0,612	0,638	0,665	0,695	0,726	0,761	0,799	0,839	0,884	0,933	0,986
	-2,2	0,436	0,448	0,461	0,475	0,489	0,504	0,520	0,537	0,555	0,574	0,594	0,616	0,639	0,663	0,690	0,718	0,748	0,780	0,815	0,853	0,893
-2,5	0,440	0,451	0,462	0,474	0,486	0,499	0,513	0,527	0,542	0,558	0,574	0,592	0,610	0,629	0,650	0,672	0,695	0,719	0,745	0,772	0,802	
-3	0,444	0,453	0,462	0,472	0,482	0,492	0,503	0,514	0,526	0,538	0,551	0,564	0,578	0,592	0,607	0,623	0,639	0				

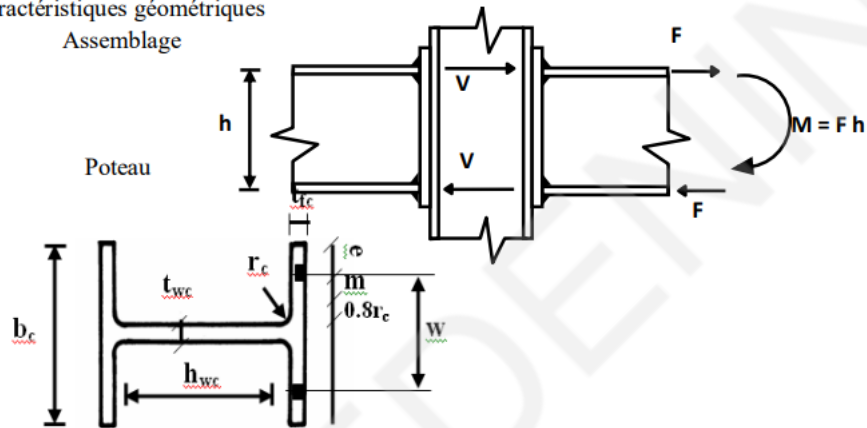
Annexe 2 : Formulation EUROCODE3 du calcul des assemblages par platine boulonnée

Caractéristiques mécaniques

	Limite d'élasticité	Limite ultime
Ame de la poutre	f_{ywb}	-
Semelle de la poutre	f_{yfb}	-
Platine d'about	f_{yp}	f_{up}
Boulon	-	f_{ub}
Ame du poteau	f_{ywc}	-
Semelle du poteau	f_{yc}	-

Pour les profils laminés: $f_{ywb} = f_{yfb}$

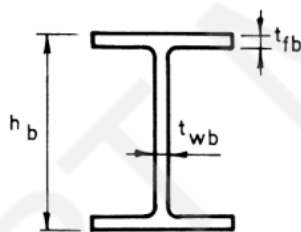
Caractéristiques géométriques



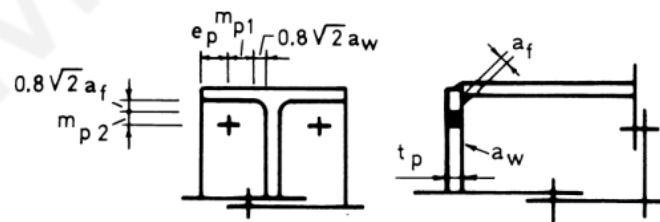
$$A_{wc} = A_c - 2 b_c t_{fc} + (t_{wc} + 2r_c)t_{fc}$$

A_c : surface de la section

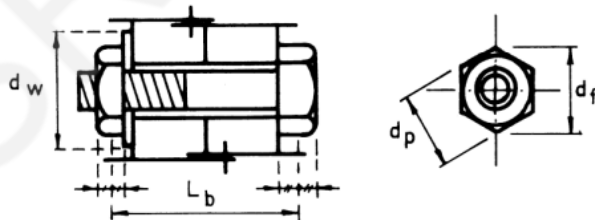
Poutre



Platine



Boulons



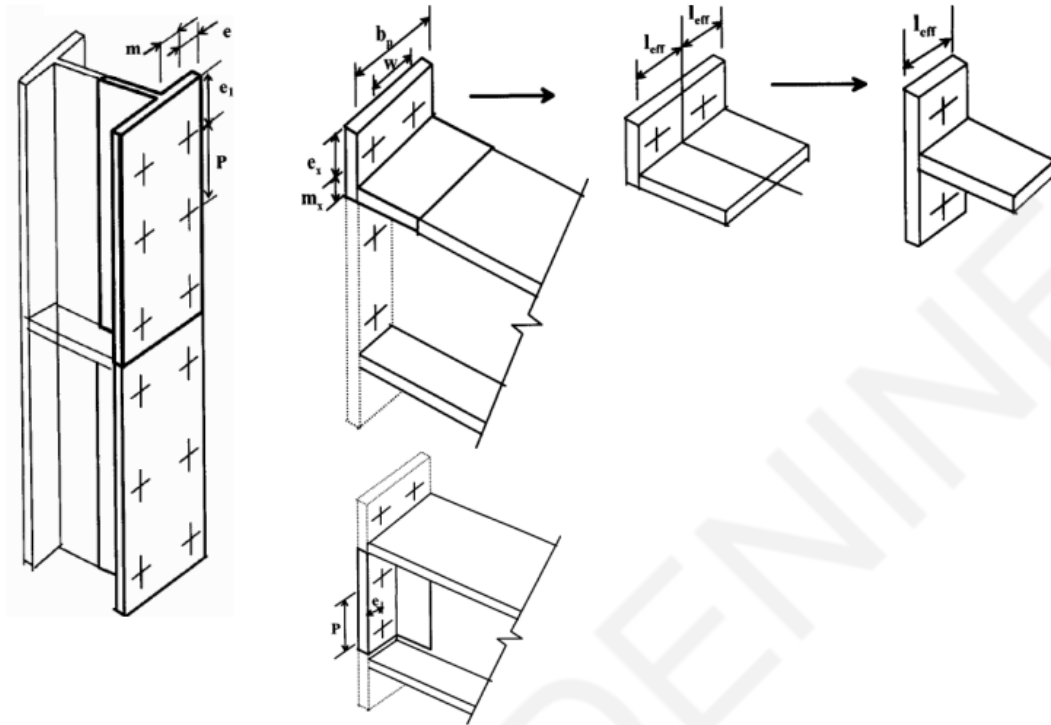
$$d_w = d_f \text{ (sans rondelle)}$$

A_s = section résistante de la tige du boulon

	Rigidité	Résistance
1. Ame du poteau en cisaillement	$k_1 = \frac{0,38 A_{wc}}{\beta h}$ $\beta = \frac{V}{F} : (\text{force de cisaillement âme/ force dans semelle})$	$F_{Rd,1} = \frac{V_{wc,Rd}}{\beta}$ <p>avec $V_{wc,Rd} = \frac{0,9 A_{wc} f_{ywc}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$</p>
2. Ame du poteau en compression	$k_2 = \frac{0,7 b_{eff,wc} t_{wc}}{h_{wc}}$	$F_{Rd,2} = \eta \rho_c b_{eff,wc} t_{wc} f_{ywc} / \gamma_{M0}$ <p>avec</p> $\eta = (1,25 - 0,5 \frac{\sigma_n}{f_{ywc}}) \leq 1,0$ $\rho_c = \sqrt{\frac{1}{1 + 1,3(\beta b_{eff,wc,c} / A_{wc})^2}}$ $b_{eff,wc,c} = t_{fb} + 2a_f \sqrt{2} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$ <p>σ_n : contraintes normales dans l'âme du Poteau au niveau du congé de raccordement</p>
3. Ame du poteau en traction	$k_5 = \frac{0,7 b_{eff,wc,t} t_{wc}}{h_{wc}}$	$F_{Rd,2} = \rho_t b_{eff,wc,t} t_{wc} f_{ywc} / \gamma_{M0}$ $\rho_t = \sqrt{\frac{1}{1 + 1,3(\beta b_{eff,wc,t} t_{wc} / A_{wc})^2}}$ $b_{eff,wc,t} = \min[4\pi m; 8m + 2,5e; p + 4m + 1,25$
4. semelle du poteau en flexion	$k_6 = \frac{0,85 l_{eff,fc,t} t_{fc}^3}{m^3}$	$F_{Rd,6} = \min[F_{fc,Rd,1} ; F_{fc,Rd,2}]$ $F_{ep,Rd,1} = \frac{(8n - 2e_w) l_{eff,fc,t} m_{pl,fc}}{2mn - e_w(m+n)}$ $F_{ep,Rd,2} = \frac{2 l_{eff,fc,t} m_{pl,fc} + 4B_{t,Rd} n}{m+n}$ $n = \min[e ; 1,25m ; (bp - w) / 2]$ $m_{pl,fc} = 0,25 t_{fc}^2 f_{yc} / \gamma_{M0}$ $l_{eff,fc,t} = b_{eff,wc,t}$ $e_w = d_w / 4$
5. platine d'about en flexion	$k_7 = \frac{0,85 l_{eff,p,t} t_p^3}{2 m_p^3}$	$F_{Rd,7} = \min [F_{ep,Rd,1} ; F_{ep,Rd,2}]$ $F_{ep,Rd,1} = \frac{(8n_p - 2e_w) l_{eff,p,t} m_{pl,p}}{2 m_p l n_p - e_w(m_p + n_p)}$ $F_{ep,Rd,2} = \frac{2 l_{eff,p,t} m_{pl,p} + 2 B_{t,Rd} n_p}{m_p l + n_p}$

		$n_p = \min [e_p ; 1,25 m_{p1}]$ $m_{p1,p} = 0,25 t_p^2 f_{yp} / \gamma_{Mo}$ $e_w = d_w / 4$ $l_{eff,p1} = \min [4\pi m_{p1} ; 8m_p + 2,5e_p ; w + 4m_p + 1,25e_p ; b_p]$
7. semelle de la poutre en compression	$k_3 = \infty$	$F_{Rd,3} = M_{c,Rd} / (h_b t_{fb})$ $M_{c,Rd} : \text{Moment résistant du calcul de la poutre}$
8. Ame de la poutre en traction	$k_8 = \infty$	$F_{Rd,8} = b_{eff,wb} t_{wb} f_{ywb} / \gamma_{Mo}$ $b_{eff,wb} = l_{eff,p1}$
10. Boulons en traction	$k_4 = 1,6 \frac{A_s}{L_b}$	$F_{Rd,4} = 2 B_{t,Rd} \text{ with } B_{t,Rd} = F_{t,Rd}$ $B_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$
Assemblage	Rigidité initiale $S_{j,ini} = E h^2 / \sum_{i=3,4,7,8} 1/k_i$ Rigidité nominale $S_j = S_{j,ini} / 3$	$F_{Rd} = \min [F_{Rd,i}]$ moment de résistance plastique : $M_{Rd} = F_{Rd} h$ moment de résistance élastique : $\frac{2}{3} M_{Rd}$

Annexe 3 : Formulation EUROCODE3 du calcul des longueurs efficaces de la semelle du poteau et de la platine d'extrémité



Position de la rangée de boulons	Rangée de boulons considérée individuellement		Rangée de boulons considérée comme une partie de groupes des rangées des boulons	
	circulaire $L_{eff,cp}$	non circulaire $L_{eff,nc}$	circulaire $L_{eff,cp}$	non circulaire $L_{eff,nc}$
Rangée intérieure	$2\pi m$	$4m+1,25e$	$2P$	P
Rangée extérieure	La plus petite de : $2\pi m$ $\pi m+2e_1$	La plus petite de : $4m+1,25e$ $2m+0,625e+e_1$	La plus petite de : $\pi m+P$ $2e_1+P$	La plus petite de : $2m+0,625e+0,5P$ $e,+0,5P$
Mode 1	$L_{eff,1} = L_{eff,nc}$ mais $L_{eff,1} \leq L_{eff,cp}$		$\sum L_{eff,1} = \sum L_{eff,nc}$ mais $\sum L_{eff,1} \leq \sum L_{eff,cp}$	
Mode 2	$L_{eff,2} = L_{eff,nc}$		$\sum L_{eff,2} = \sum L_{eff,nc}$	

: Valeurs de la longueur efficace de la semelle du poteau non raidi

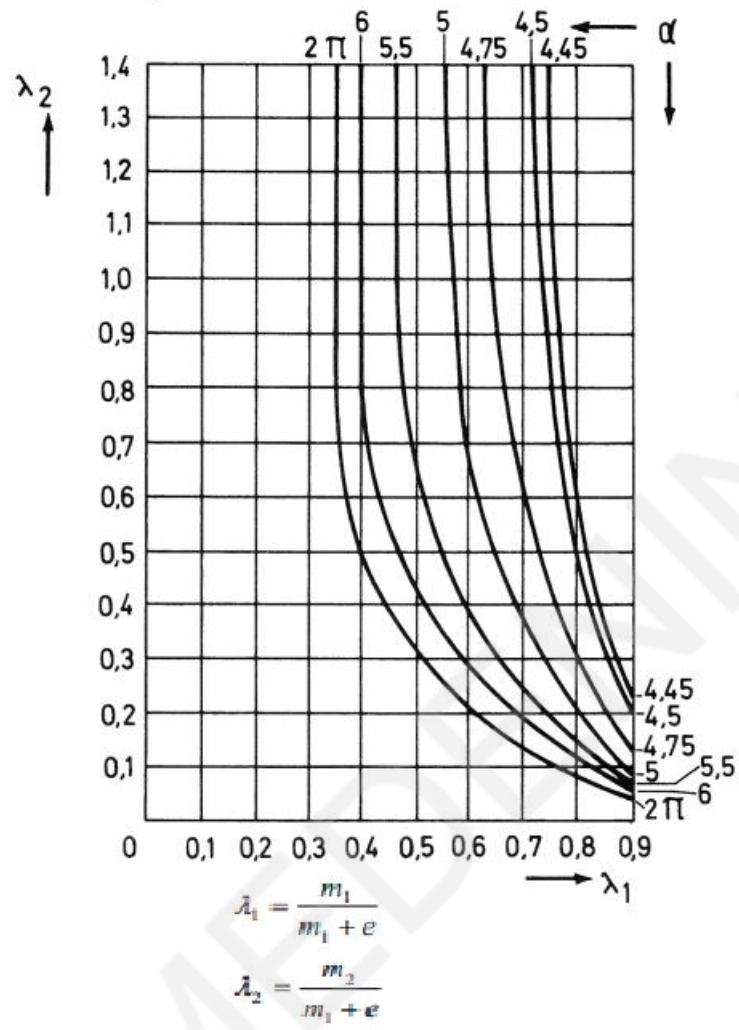
Position de la Rangée de boulons	Rangée de boulons considérée Individuellement		Rangée de boulons considérée comme une partie de groupes des rangées des boulons	
	circulaire $L_{eff,cp}$	non circulaire $L_{eff,nc}$	circulaire $L_{eff,cp}$	non circulaire $L_{eff,nc}$
Rangée adjacente à un raidisseur	$2\pi m$	am	$\pi m + P$	$0,5 P + am - (2m + 0,625 e)$
Autre rangée intérieure	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2P$	P
Autre rangée extérieure	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + P$	$2m + 0,625e + 0,5P$
Mode 1	$L_{eff,1} = L_{eff,nc}$ mais $L_{eff,1} \leq L_{eff,cp}$		$\sum L_{eff,1} = \sum L_{eff,nc}$ mais $\sum L_{eff,1} \leq \sum L_{eff,cp}$	
Mode 2	$L_{eff,2} = L_{eff,nc}$		$\sum L_{eff,2} = \sum L_{eff,nc}$	

Valeurs de la longueur efficace de la semelle du poteau raidi

Position de la rangée de boulons	Rangée de boulons considérée Individuellement		Rangée de boulons considérée comme une partie de groupes des rangées des boulons	
	circulaire $L_{eff,cp}$	non circulaire $L_{eff,nc}$	circulaire $L_{eff,cp}$	non circulaire $L_{eff,nc}$
Rangée extérieure de la semelle tendue de la poutre	la plus petite valeur de : $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	la plus petite valeur de : $4m + 1,25e$ $e + 2m_x + 0,625e_x$, $0,5 b_p$ $0,5 w + 2m_x + 0,625e_x$	-	-
1 ^{er} rangée en dessous de la semelle tendue de la poutre	$2\pi n$	am	$\pi m + p$	$0,5P + am - (2m + 0,625 e)$
Autre rangée intérieure	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2P$	P
Autre rangée extérieure	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$\pi m + P$	$2m + 0,625e + 0,5P$
Mode 1	$L_{eff,1} = L_{eff,nc}$ mais $L_{eff,1} \leq L_{eff,cp}$		$\sum L_{eff,1} = \sum L_{eff,nc}$ mais $\sum L_{eff,1} \leq \sum L_{eff,cp}$	
Mode 2	$L_{eff,2} = L_{eff,nc}$		$\sum L_{eff,2} = \sum L_{eff,nc}$	

Valeurs de la longueur efficace de la platine d'extrémité

Calcul du paramètre α



Références bibliographiques

- [1] Helically Coiled Heat Exchangers, J. S. Jayakumar
- [2] Experimental Study of Free Convection in Coiled Tube Heat Exchanger with vertical Orientation, HarithNooriMohammed
- [3] Natural convection heat transfer from helical coiled tubes, Devanahalli G. Prabhanjan, Timothy J. Rennie, G.S. VijayaRaghavan
- [4] 1D Numerical Methods with Finite Volumes, Guillaume Riflet MARETEC IST
- [5] Numerical modelling of unsteady convective–diffusive heat transfer with a control volume hybrid method, N.J. Rodríguez, K. Davey b, J.A. Va'zquezFeijoo, A. Jua' rez-Hernandez
- [6] Influence of helical tube dimensions on open channel natural convection heat transfer, Jeong-Hwan Heo, Bum-Jin Chung
- [7] Natural convection from a helical heating coil to the surrounding fluid, M.Molki and M.H. Kharidar
- [8] Thermal analysis of helically coiled tube in a domestic hot water storage tank, Fernández-Seara J., Diz R., Uhía F.J., Sieres J. and Dopazo J.A.