

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De L'enseignement Supérieure De La Recherche Scientifique



Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou
Faculté Du Génie De la Construction
Département De Génie Civil.

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master professionnel en Génie Civil

Option : Construction métallique

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+2)
en C.M à usage de stockage**



Présenté par :

SADDEDINE Nawel

AMIALI Ourida

Examineurs : Promoteur :

Mr. AKKOUCHE. K Mr. LABIOD. M

Mr. BENYAHY .K

Années 2020/2021

REMERCIEMENTS

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

En seconde, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est la récolte de long cursus.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur Mr LABIOD qui est le guide et le bon exemple dans le travail et surtout pour la sollicitude avec laquelle elle a suivi notre travail.

Aussi l'ensemble des enseignants de département de génie civil notamment Mr DEHMANI Lahlou qui a toujours su nous orienter, nos vifs remerciements ainsi à Mr AKKOUCHE Karim pour son aide précieuse dans la partie modalisation.

Nous remercions les membres de jurys qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

Les seraient incomplets sans ceux, les plus sincères adressés à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire qu'elle trouve ici l'expression de nos plus profonds sentiments.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I. <u>Présentation de l'ouvrage</u> :	1
II. <u>Règlements techniques utilisés</u> :	2
III. <u>Descente des charges</u> :	3
IV. <u>Matériaux utilisés</u> :	4
V. <u>Les éléments de la structure</u> :	7

Chapitre II : Evaluation des charges et surcharge

<u>Introduction</u> :	9
I. <u>Charges permanentes</u> :	9
II. <u>surcharges d'exploitations</u> :	9
III. <u>Surcharge climatiques</u> :	10
<u>2.Action du vent</u> :	12
<u>3.Direction du vent perpendiculaire au pignon v1</u> :	18
<u>4.Direction du vent perpendiculaire au long pan v2</u> :	22
<u>5.Calcul de la force de frottement</u> :	26
<u>Conclusion</u> :	30

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

<u>Introduction</u> :	31
I. <u>Pannes</u> :	31
II. <u>Etudes des lisses de bardage</u> :	44
1. <u>Vérification de la lisse du Long Pan</u> :	44
2. <u>Vérification de la lisse du Pignon</u> :	50
III. <u>Etude des liernes</u> :	54
IV. <u>Etude des échantignoies</u> :	57
V. <u>Les escaliers</u> :	59
<u>Conclusion</u> :	69

Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments porteurs

I. <u>Les solives :</u>	69
II. <u>Les poutres :</u>	72
III. <u>Les poteaux :</u>	77
IV. <u>Les portiques :</u>	81
V. <u>Dimensionnement des poteaux :</u>	88
<u>Conclusions :</u>	91

Chapitre V : Calcul de plancher collaborant

<u>Introduction :</u>	92
<u>Etude des solives :</u>	93
I. <u>Vérifications au stade du montage :</u>	93
II. <u>Vérification Au stade final :</u>	95
<u>Conclusion :</u>	102

Chapitre VI : calcul des contreventements

<u>Introduction</u>	103
I. <u>calcul de la poutre au vent au pignon :</u>	103
<u>Conclusion :</u>	108
II. <u>Calcul de la palée de stabilité en long pan :</u>	108
<u>Conclusion :</u>	110

Chapitre VII : ETUDE SISMIQUE

<u>Introduction :</u>	111
I. <u>Modélisation de la structure :</u>	111
II. <u>Choix de méthode :</u>	112
1. <u>Calcul de la force sismique :</u>	113
2. <u>Distribution de la force du vent :</u>	119
<u>Conclusion :</u>	119

Chapitre VIII : Vérification des éléments

<u>Introduction</u> :	120
I. <u>Méthode de travail</u> :	120
II. <u>Modélisation géométrique</u> :	121
III. <u>Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT</u> :	124

Chapitre IX: calcul des assemblages

<u>Introduction</u> :	141
1. <u>Classe d'assemblages</u> :	141
2. <u>Type d'assemblages</u> :	141
3. <u>Etapes de la vérification des assemblages</u> :	143
I. <u>Calcul des différents assemblages</u> :	144
1. <u>Assemblage de rive (Poteau-Traverse)</u> :	144
2. <u>Assemblage de faitage (Traverse-Traverse)</u> :	153
3. <u>Assemblage (poteau-poutre)</u> :	160
4. <u>Assemblage (Poutre-solive)</u> :	169
5. <u>Assemblage des éléments des contreventements</u> :	175
6. <u>Assemblage pied de poteau encastré</u> :	183

Chapitre VII : Calcul des Fondations

<u>Introduction</u> :	191
1. <u>Choix du type de fondation</u> :	191
2. <u>Etude du sol</u> :	192
3. <u>Etude d'encrage</u> :	193
4. <u>Platine d'extrémité</u> :	193
5. <u>Fondation de la structure</u> :	193

Conclusion générale

Liste des notations

Dimensions et caractéristiques de calcul	
Notation	Signification
A	Aire de la section brute.
A_{net}	Aire de la section nette.
A_{eff}	Aire de la section efficace (section4).
A_{fr}	Aire de l'élément de surface balayé par le vent.
A_s	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
A_v	Aire de cisaillement.
h	Hauteur.
Z_{min}	Hauteur minimale.
b	Largueur.
L	Longueur.
l	Largeur.
l_k	Longueur de flambement.
d	Diamètre du fut du goujon.
S	Surface.
L_0	La portée de la poutre.
t	Epaisseur.
t_w	Epaisseur de l'âme.
t_f	Epaisseur de la semelle.
r	Rayon de raccordement.
t_p	Epaisseur platine d'extrémité.
d	Diamètre nominal du trou.
d_0	Diamètre du trou.
e	Pince longitudinale ou transversale.
p	Entraxe des boulons.

I_y	Moment d'inertie de flexion maximale.
I_z	Moment d'inertie de flexion maximale.
W_{pl}	Module de résistance plastique de la section.
W_{el}	Module de résistance élastique.
W_{eff}	Module de résistance efficace.
i	Rayon de giration.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
F_v	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
F_t	Résistance des boulons en traction.
F_B	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
Coefficients et grandeurs sans dimensions	
C_t	Coefficient de topographie.
C_d	Coefficient dynamique.
C_p	Coefficient de pression.
C_e	Coefficient d'exposition au vent.
C_r	Coefficient de rugosité.
C_{fr}	Coefficient de frottement.
C_T	Coefficient, fonction du système de contreventement.
ε	Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique C_d .
γ_M	Coefficient partiel de sécurité.
γ_v	Coefficient partiel de sécurité.
β	Coefficient minorateur.
μ	Coefficient de frottement / Coefficient de forme.
R	Coefficient de comportement de la structure.
λ	Élancement.
λ_k	Élancement eulérien.
$\tilde{\lambda}$	Élancement réduit.
λ_{LT}	Élancement de l'élément vis-à-vis du déversement.

χ	Coefficient de réduction pour le flambement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
K_T	Facteur de terrain.
C_1	Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments.
β_{My}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
γ_c	Facteur de résistance du béton.
Q	Facteur de qualité.
D	Facteur d'amplification dynamique moyen.
η	Facteur de correction d'amortissement.
I_w	Facteur de gauchissement.
Sollicitations et contraintes	
M	Moment sollicitant.
M_{sd}	Moment fléchissant.
M_{cr}	Moment critique élastique de déversement.
M_{pl}	Moment fléchissant de résistance plastique.
M_{el}	Le moment de résistance élastique.
M_b	Moment résistant de déversement.
M_r	Moment de renversement.
M_s	Moment stabilisant.
V_{sd}	Effort tranchant sollicitant.
V_{pl}	Résistance plastique de la section à l'effort tranchant.
N	Effort normal.
N_{pl}	Effort normal de plastification.
F_u	La résistance à la traction.
f_y	Limite d'élasticité.
F_{cj}	Résistance caractéristique à la compression.
F_{tj}	Résistance caractéristique à la traction.
$F_{t,Rd}$	Résistance de l'âme du poteau à la traction.

F_{PC}	Précontrainte de frottement.
F_{fr}	Force de frottements (d'entraînement) éventuelles.
q_p	Pression dynamique de pointe.
W	Pression aérodynamique du vent.
$q_{réf}$	Pression dynamique de référence.
ρ	Masse volumique.
E	Module d'élasticité longitudinale.
G	Module cisaillement / Charge permanente.
Q	Surcharge d'exploitation.
Notes de calcul ROBOT (Dimensions, Sollicitations et coefficients)	
N_{sd}	Effort axial.
$N_{t,rd}$	Résistance ultime plastique en traction.
V_{sd}	Effort de cisaillement.
$V_{pl,rd}$	Résistance ultime en cisaillement.
M_{sd}	Moment fléchissant.
M_{cr}	Moment critique pour le déversement.
$M_{b,rd}$	Moment ultime pour le déversement.
$M_{pl,rd}$	Moment ultime plastique.
$M_{el,rd}$	Moment ultime élastique.
$M_{y,rd}$	Moment ultime compte tenu de l'interaction.
L_{fy}	Longueur de flambement.
ID_{sup}	Longueur de déversement de la semelle supérieure.
ID_{inf}	Longueur de déversement de la semelle inférieure.
λ_y	Elancement de la barre.
$\lambda_{y,r}$	Elancement relatif de la barre.
λ_{LT}	Elancement fictif de la barre pour le déversement.
X_y	Coefficient de flambement.
X_{LT}	Coefficient de déversement.

K_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
M_{iy}	Coefficient pour le calcul de K_{fy} .
M_{iLT}	Coefficient pour le calcul de K_{LT} .
K_y	Coefficient de réduction en flexion.
C_1	Coefficient pour le calcul du moment critique.
$Beta M_y$	Coefficient dépendant du diagramme des moments.
$Beta_{MLT}$	Coefficient dépendant du diagramme des moments.
u	Flèche.
u_{max}	Flèche admissible.
u_{inst}	Flèche due aux charges variables.
$u_{inst,max}$	Flèche admissible due aux charges variables en z.
Show table ETABS (Sollicitations et déplacements)	
EX	Spectre de réponse selon la direction X.
EY	Spectre de réponse selon la direction Y.
P	Poids de la structure.
VX	Effort tranchant en X.
VY	Effort tranchant en Y.
UX	Déplacement de la barre en X.
UY	Déplacement de la barre en Y.

LISTE DES FIGURES

Chapitre I :

Figure I.1 : Vue en 3D de la structure étudiée.

Figure I.2 : Diagramme effort/déformation de l'acier

Figure I.3: Assemblage Poteau-travers.

Figure I.4 : Couverture en panneau sandwich.

Figure I.5 : Plancher mixte collaborant acier béton.

Chapitre II :

Figure II-1 : Charge d'exploitations ponctuelles de poutres.

Figure II.2 : charge de neige sur la toiture

Figure II-3 : les directions de vent

Figure II-4 : hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

Figure II.5 : Répartition de la pression dynamique.

Figure II-6 : légende pour les parois verticale

Figure II.7 : Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le long pan.

Figure II-8 : Coefficient de pression intérieure applicable pour des ouvertures .

Figure II.9 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales suivant le pignon.

FigureII.10 : Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le pignon.

Figure II-11 : la stabilité transversale.

Figure II-12 : la stabilité longitudinale.

Chapitre III :

Figure III.1 : Dispositions des pannes sur la toiture et les charges appliquée.

Figure III. 2 : Schéma statique des charges permanentes sur les pannes.

Figure III.3 : Schéma statique des charges d'entretiens sur les pannes.

Figure III. 4 : Schéma statique des surcharges de neige N sur les pannes.

Figure III. 5 : Schéma statique des surcharges du vent V sur les pannes .

Figure III.6 : Panne de toiture sous la flexion.

Figure III.7 : Panne de toiture et les différents plans de chargement.

Figure III.9 : Déversement d'une poutre de toiture.

Figure III.10 : Vérification de la flèche.

Figure III.11 : Dispositions des lisses et des liernes sur le long pan.

Figure III.12 : La répartition des charges sur les lisses du long pan.

Figure III.13 : Dispositions des lisses et des liernes sur le pignon.

Figure III.14 : Dispositions des liernes sur la toiture.

Figure III.15 : Efforts dans les liernes de toiture.

Figure III.16 : Disposition de l'échantignole.

Figure III.17 : vue d'un escalier

Figure III.18 : Vue en plan d'escalier d'étage courant.

Figure III.19 : Disposition et les différentes charges appliquées sur la cornière.

Chapitre IV :

Figure IV.1 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

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

Figure IV.3 : Diagramme des moments à l'aide du logiciel Robot.

Figure IV.4 : Les efforts agissent sur le portique.

Chapitre V :

Figure V.1 : Eléments constructifs d'un plancher collaborant.

Figure V.2 : Dimension de la poutre mixte

Figure V.3 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

Figure V.4 : La position d'un connecteur.

Figures V.5 : Caractéristiques des connecteurs.

Chapitre VI :

Figure VI.1 : Les efforts du vent sur le pignon.

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

Figure VI.3 : Poutre au vent.

Figure VI.4: L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité

Figure VI.5 : Détails de la plaque d'extrémité de la cornière.

Figure VI.6 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.

Figure VI.7 : Effort de traction dans La diagonale tendue.

Chapitre VIII :

Figure VIII.1 : Etape de modélisation à l'aide du logiciel ROBOT.

Figure VIII.2 : Vue en 3D de la structure.

Figure VIII.3 : Vue en plan du plancher étage 1.

Figure VIII.4 : Vue en plan du plancher étage 2.

Figure VIII.5 : Vue en plan de la toiture.

Figure VIII-6 : Vue en élévation de la face long pan.

Figure VIII.7 : Vue en élévation de la face pignon .

Chapitre IX :

Figure IX.1 : Vue 3D de l'assemblage poteau traverse.

Figure IX.2 : Détail de l'assemblage poteau traverse.

Figure IX.3 : Vue 3D de l'assemblage au niveau de faitage.

Figure IX.4 : Détail de l'assemblage au niveau de faitage .

Figure IX.5 : Vue 3D de l'assemblage poutre-poteau.

Figure IX.6 : Détail sur l'assemblage poutre-poteau.

Figure IX.7 : Vue en 3D de l'assemblage solive-poutre.

Figure IX.8 : Détail de l'assemblage solive-poutre .

Figure IX.9 : Vue en 3D de l'assemblage au gousset.

Figure IX.10 : Détail de l'assemblage au gousset.

Figure IX.11 : Vue 3D de l'assemblage au niveau de pied de poteau.

Figure IX.12 : Détail de l'assemblage au niveau de pied de poteau.

Chapitre X :

Figure X.1 : ferrailage de la semelle isolée.

Figure X.2: ferrailage des longrines.

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I :

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques de l'acier de nuance S235.

Tableau I.2 : Valeurs nominales des f_y des aciers d'armatures.

Tableau I.3 : Caractéristiques mécaniques du béton.

Chapitre II :

Tableau II-1 : coefficient de forme pour toiture à versant multiples

Tableau II-2 : valeur de la pression dynamique de référence

Tableau II-3 : caractéristiques de notre terrain (**RNV 2013, tableau 2.5 p 53**)

Tableau II-4 : valeurs de q_{re}, q_p, c_{ex} .

Tableau II-5 : valeurs de surfaces et de coefficient C_{pe} de chaque zone de parois
verticales

Tableau II-6 : valeurs des coefficients C_{pe} pour les versants de toiture

Tableau II-7 : valeur de la pression statique du vent des parois verticales selon v_1

Tableau II-8 : valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon v_1

Tableau II-9 : valeur de la pression statique du vent des versants de toiture
selon v_1 (ouvertures fermées)

Tableau II-10 : valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon
 v_1 (ouvertures fermées)

Tableau II-11 : valeurs du coefficient extérieur pour les parois verticales suivant la
direction v_2

Tableau II-12 : valeurs des C_{pe} pour le bâtiment à deux versants suivant la direction du
vent v_2

Tableau II-13 : valeurs de la pression p_h dans les parois verticales suivant la direction v_2

Tableau II-14 : valeurs de la pression statique du vent dans les versants de toitures
suivant la direction v_2

Tableau II-15 : valeurs de la pression statique du vent dans les parois verticales suivant
la direction v_2 (ouvertures fermées)

Tableau II-16 : valeurs de la pression statique du vent dans les versants de toitures
suivent la direction v2

Tableau II-17 : tableau recapulatif pour les parois verticales.

Tableau II-18 : tableau recapulatif pour les versants de toiture.

Tableau II-19 : les valeurs des forces parallèles a la direction du vent et les forces
verticales qui s'exercent sur la construction – direction du vent v1.

Tableau II-20 : les valeurs des forces parallèles a la direction du vent et les forces
verticales qui s'exercent sur la construction – direction du vent v2.

Tableau II-21 : Le poids de la structure.

Chapitre III :

Tableau III.1 : Valeur de la charge d'entretien

Tableau III.2 : Les caractéristiques du profilé IPE 200.

Tableau III.3 : Les caractéristiques du profilé IPE 200.

Tableau III.4 : Les caractéristiques du profilé IPE 180

Tableau III.5 : Les caractéristiques de la barre ronde utilisée.

Tableau III.6 : Les caractéristiques de la cornière L 35 x 35 x 4.

Tableau III.7 : Les caractéristiques de l'UPE 180.

Tableau III.8 : Les caractéristiques de l'IPE 120.

Chapitre IV :

Tableau IV.1 : Les caractéristiques du profilé IPE 200.

Tableau IV.2 : Les caractéristiques du profilé IPE 400.

Tableau IV.3 : Les caractéristiques du profilé IPE 220.

Tableau IV.4 : Les caractéristiques du profilé HEA 340.

Tableau IV-5 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture
en **daN/m²**, cas de vent le plus défavorable.

Tableau IV.6 : Les caractéristiques du profilé IPE 500.

Tableau IV.7 : Les caractéristiques du profilé HEA 340.

Chapitre V :

Tableau V.1 : Les caractéristiques des connecteurs.

Chapitre VI :

Tableau VI.1 : Les caractéristiques de la cornière L 55×55×8.

Tableau VI.2 : Coefficients minorateurs β_2 et β_3 .

Chapitre VII :

Tableau VII.1 : Valeur du coefficient de qualité.

Tableau VII.2 : Valeurs du poids de la structure

Tableau VII.3 : Poids total de la structure.

Tableau VII.4 : La résultante de l'effort sismique selon la hauteur.

Chapitre VIII :

Tableau VIII.1 : Profilés retenus après vérification.

Chapitre IX :

Tableau IX.1 : Caractéristiques dimensionnelles des boulons ordinaires.

Tableau IX.2 : Caractéristique mécanique des boulons ordinaires selon leur classe d'acier.

Tableau IX.3 : Caractéristique mécanique des boulons précontraints selon leur classe d'acier.

INTRODUCTION GENERALE

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

1. Avantage :

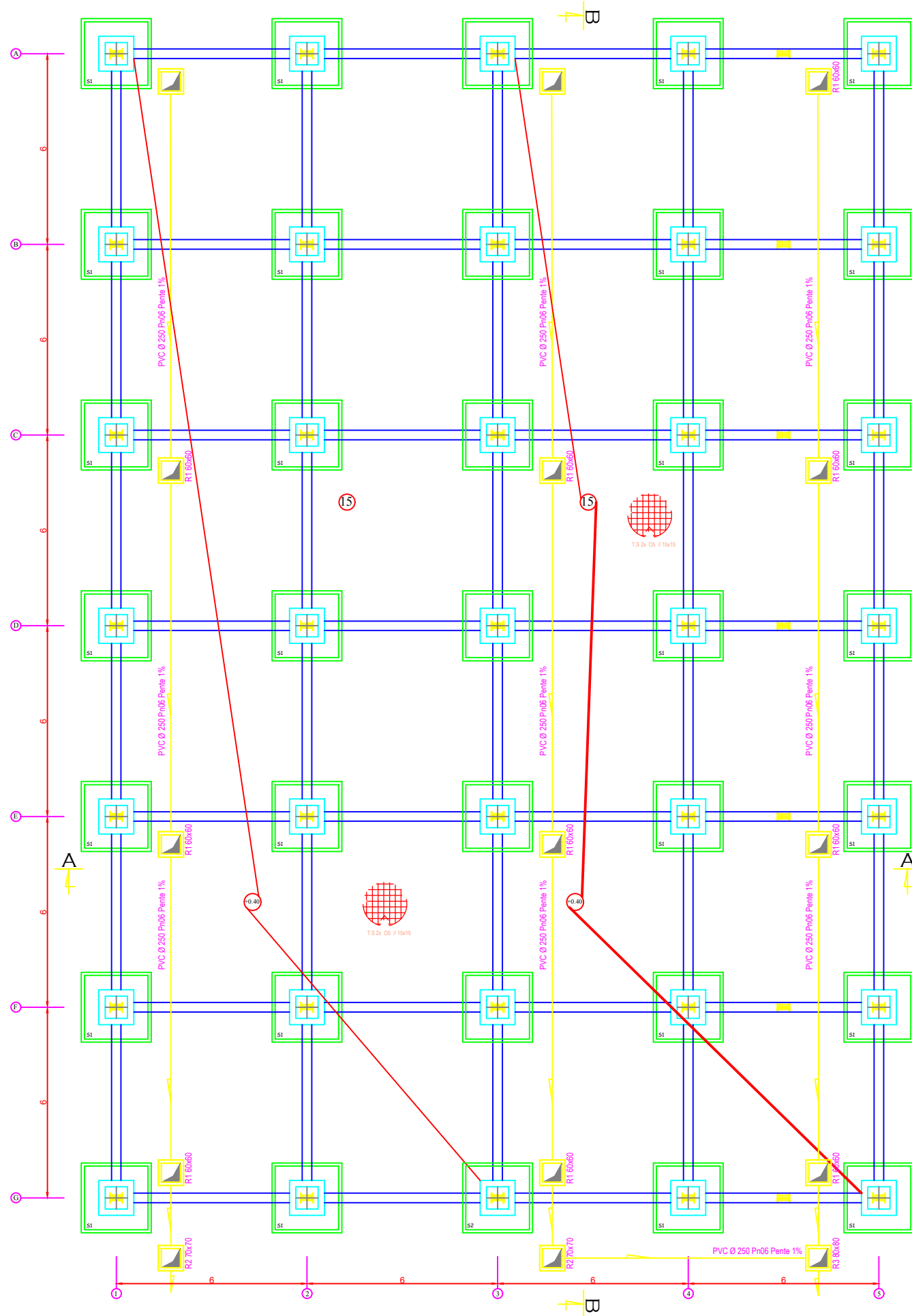
La construction métallique offre d'importants avantages pour la construction, la réalisation et l'utilisation :

- Utilisation optimale de l'espace grâce aux grandes portées et aux sections réduites des éléments
- Qualité constante du matériau et détails de construction standardisés.
- Structure porteuses aérées et tolérances réduites facilitant la mise en place des installations techniques et des éléments du second-œuvre.
- Grand liberté grâce aux structures filigranes et légères.
- Facilite d'adoption aux changements d'affectation grâce à des assemblages démontables et à l'intégration de nouveaux éléments et installations.
- Grand choix de couleurs grâce aux revêtements protecteurs contre corrosion et l'incendie, économie importantes grâce au poids réduite de la structure.
- La légèreté de l'acier qui réduit les charges sur le sol, qui entraîne une économie de la fondation.
- Montage rapide, indépendant des conditions atmosphériques,
- Ecologie exemplaire (possibilité de démontage, recyclage),
- Le comportement à la corrosion de l'acier est favorable par fait qu'il rouille lentement et bien visiblement sur la surface, divers traitements confirmés de protection contre la corrosion sont à la disposition.
- Le comportement élastique de l'acier avec une résistance et une rigidité élevées ainsi, l'acier supporte des contraintes très élevées à la traction comme à la compression jusqu'à sa limite d'élasticité.

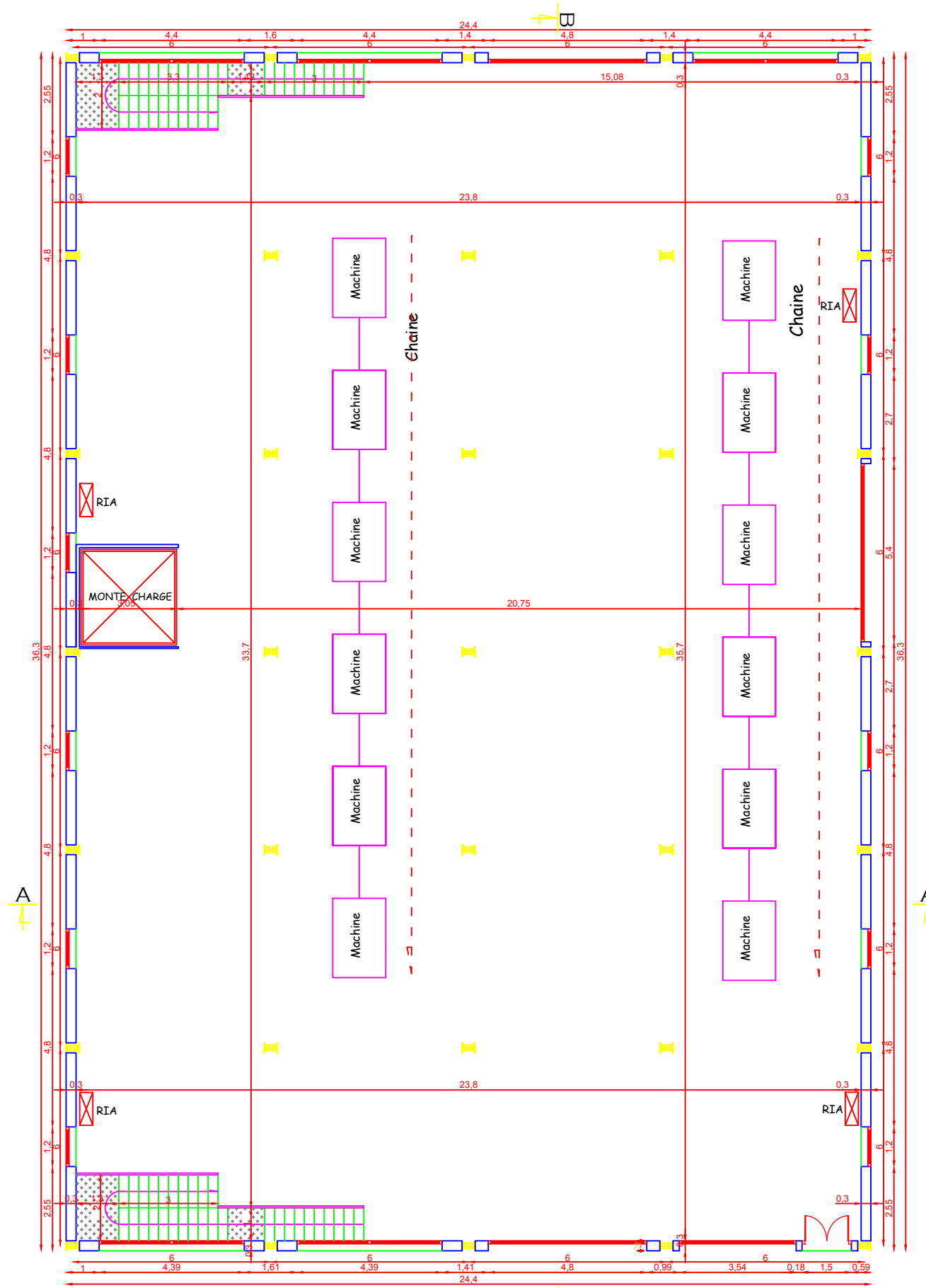
2. Inconvénients :

Les structures métalliques présentes également certaines inconvénients, on peut citer :

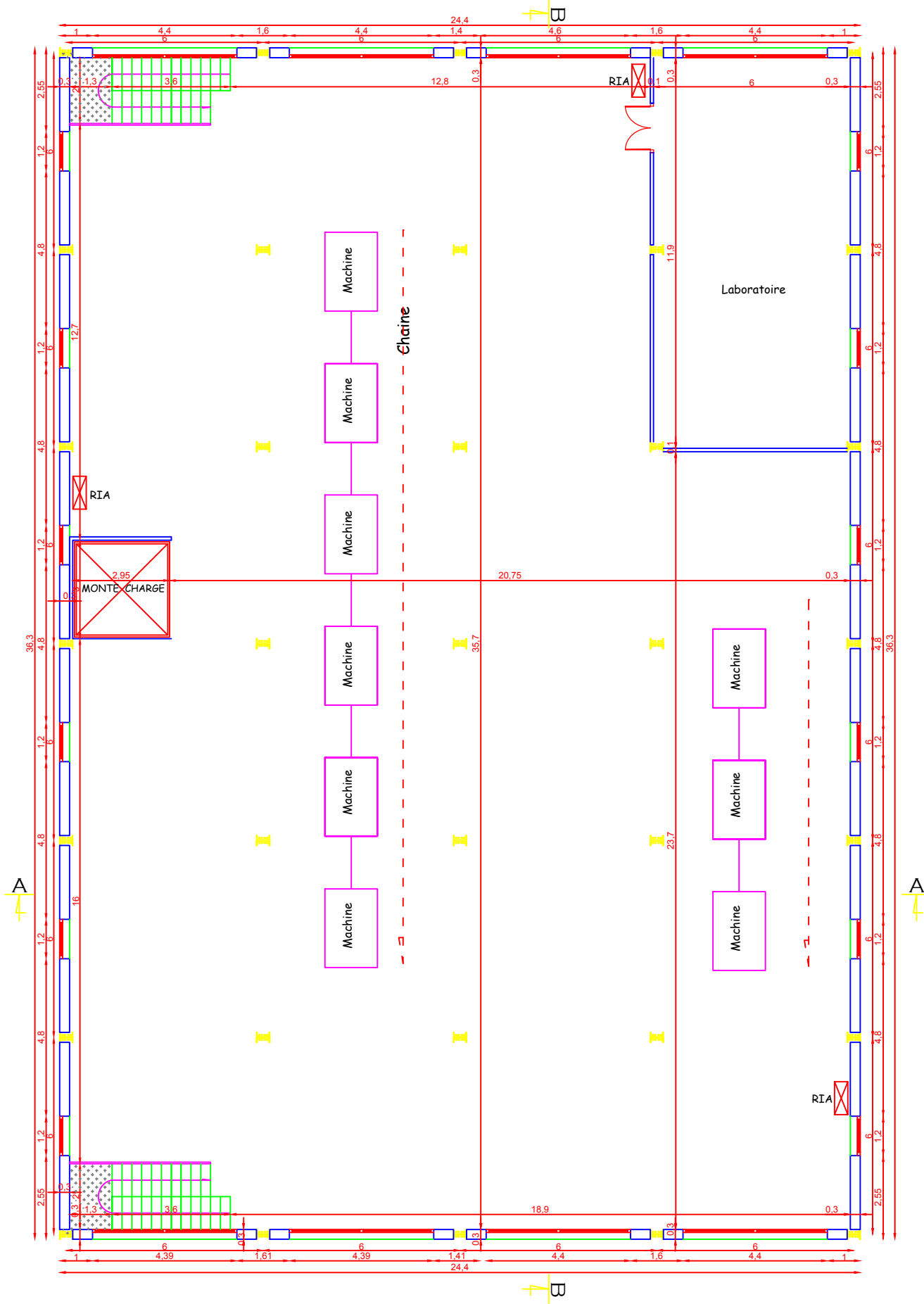
- Mauvaise tenue de l'acier au feu cela exige des mesures de protections délicates.
- Nécessité de l'entretien et de maintenance régulière des éléments contre la corrosion.



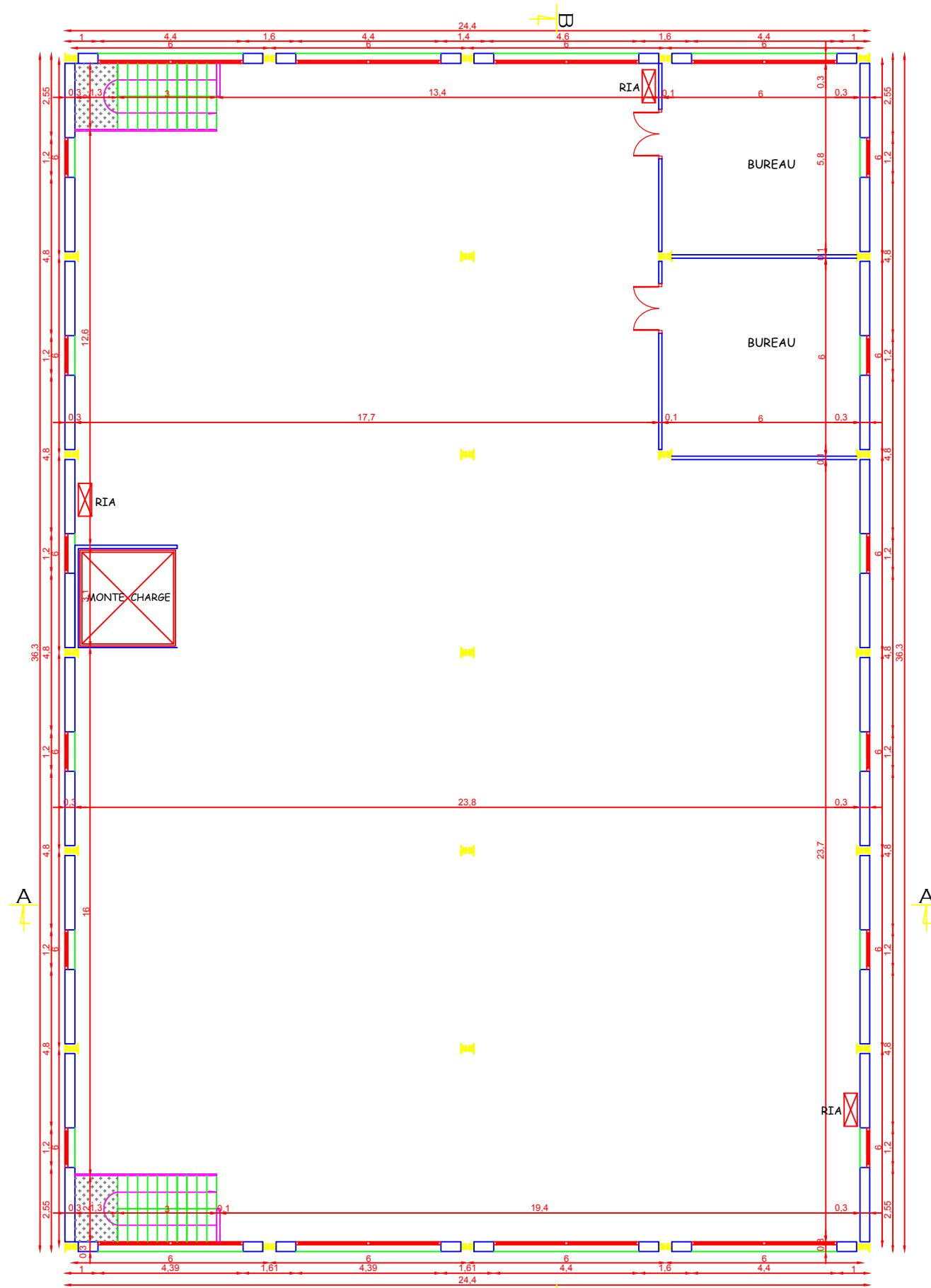
PLAN DES FONDATIONS
ECH : 1/50



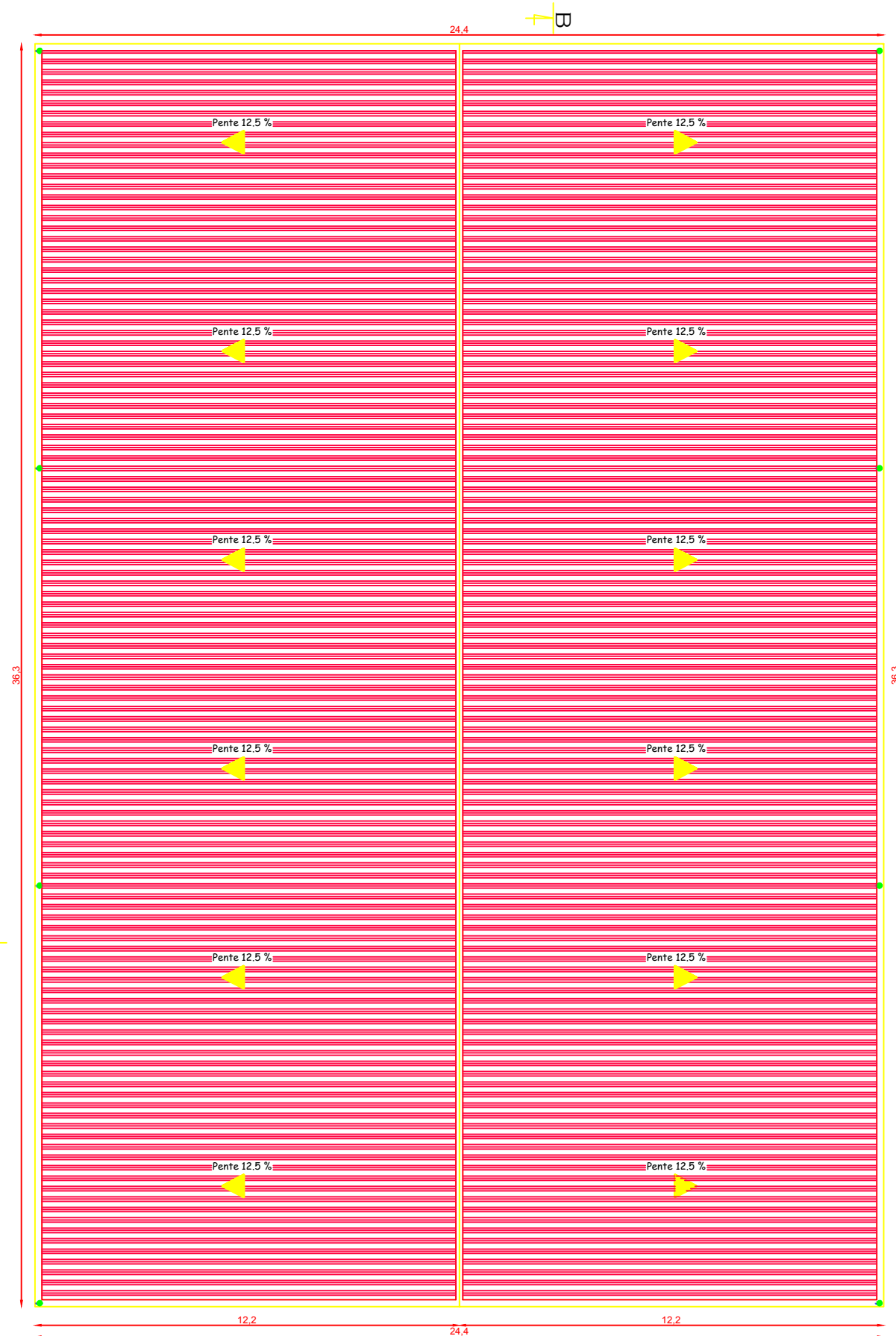
PLAN DU RDC ECH : 1/50



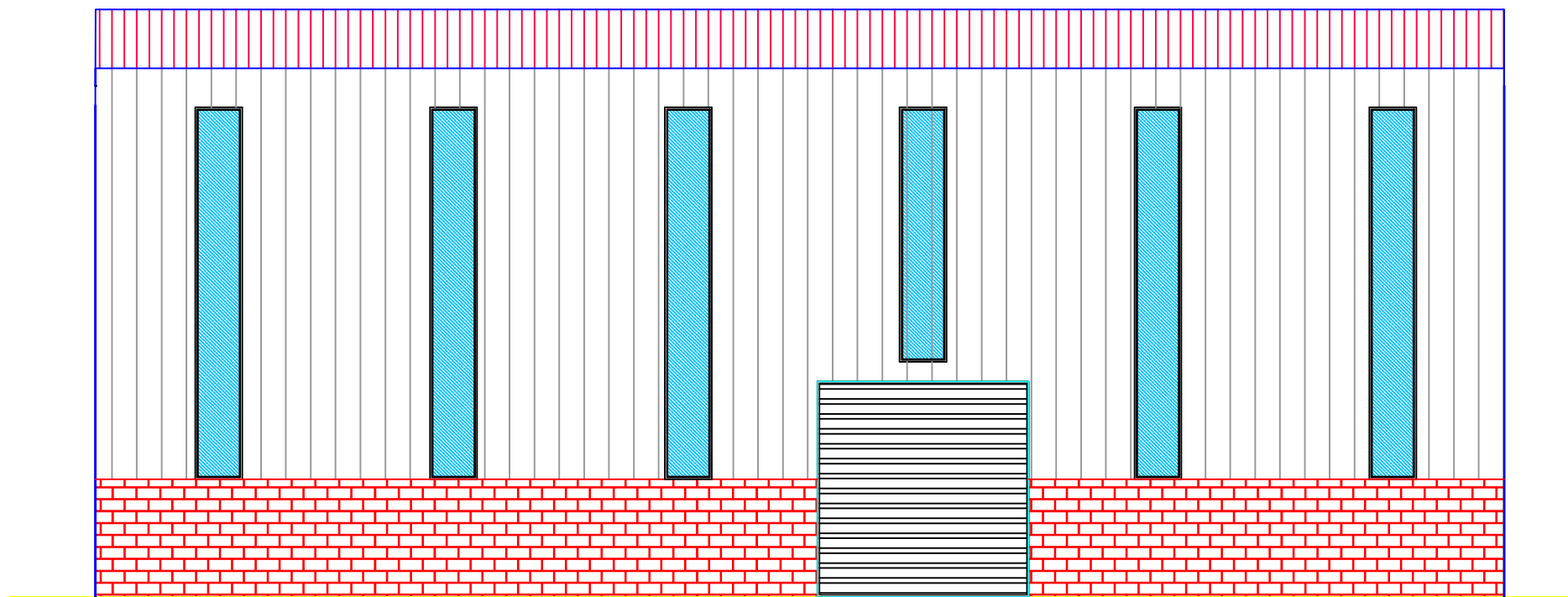
PLAN DU 1 er ETAGE ECH : 1/50



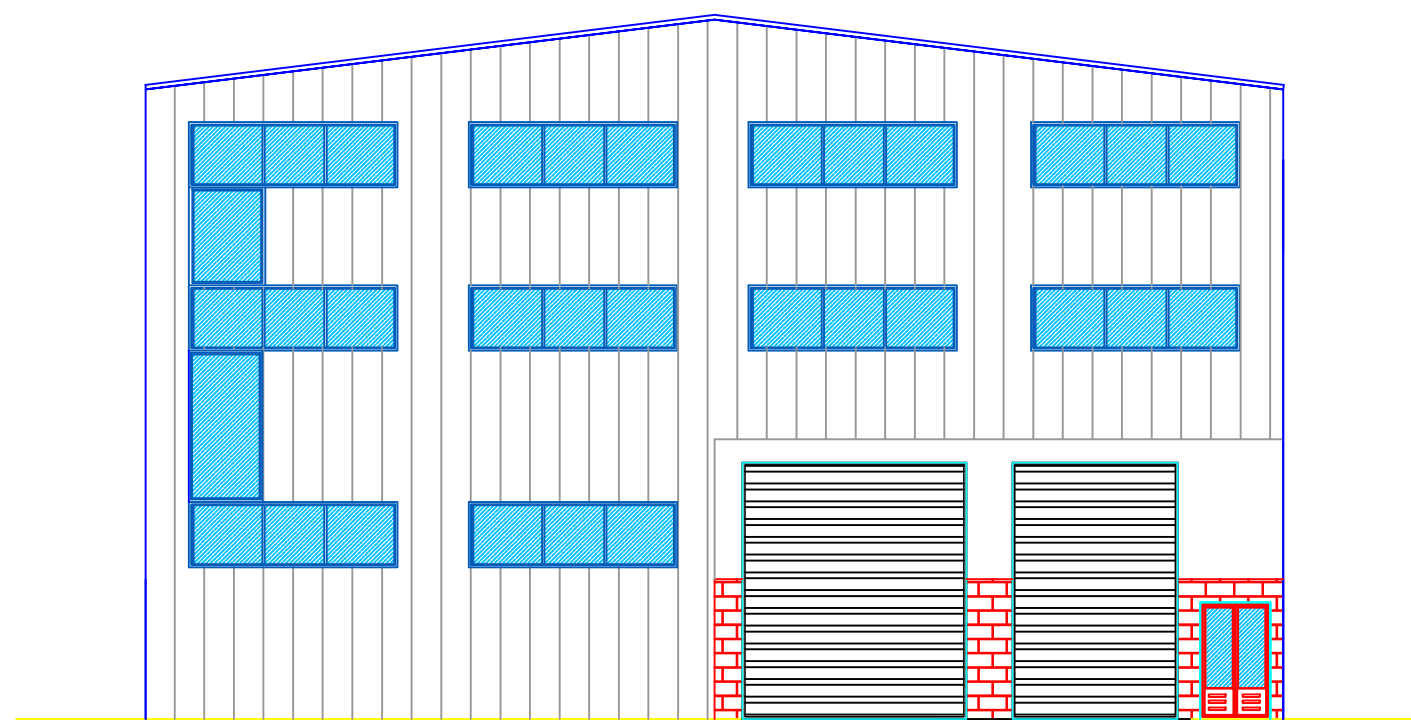
PLAN DU 2 EME ETAGE ECH : 1/50



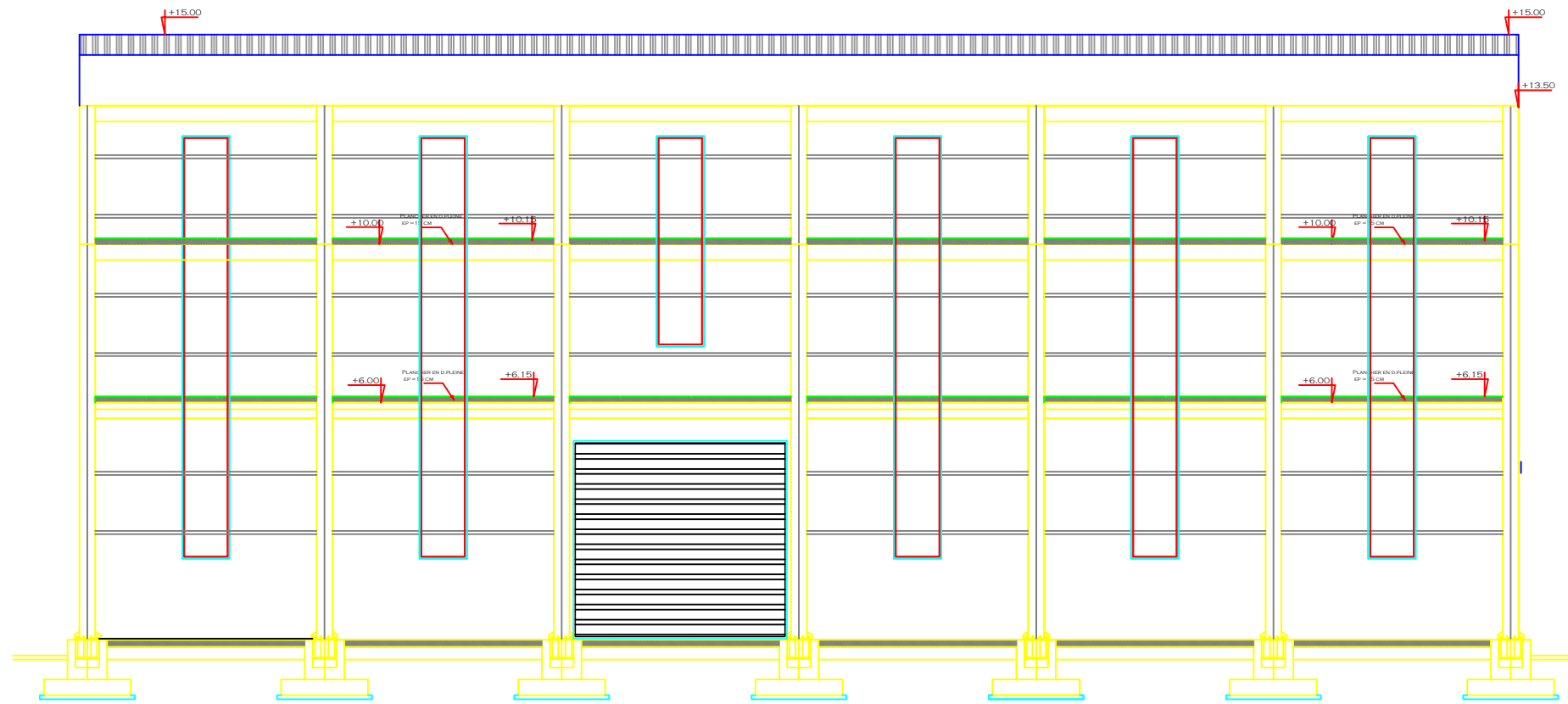
PLAN DE TOITURE ECH : 1/50



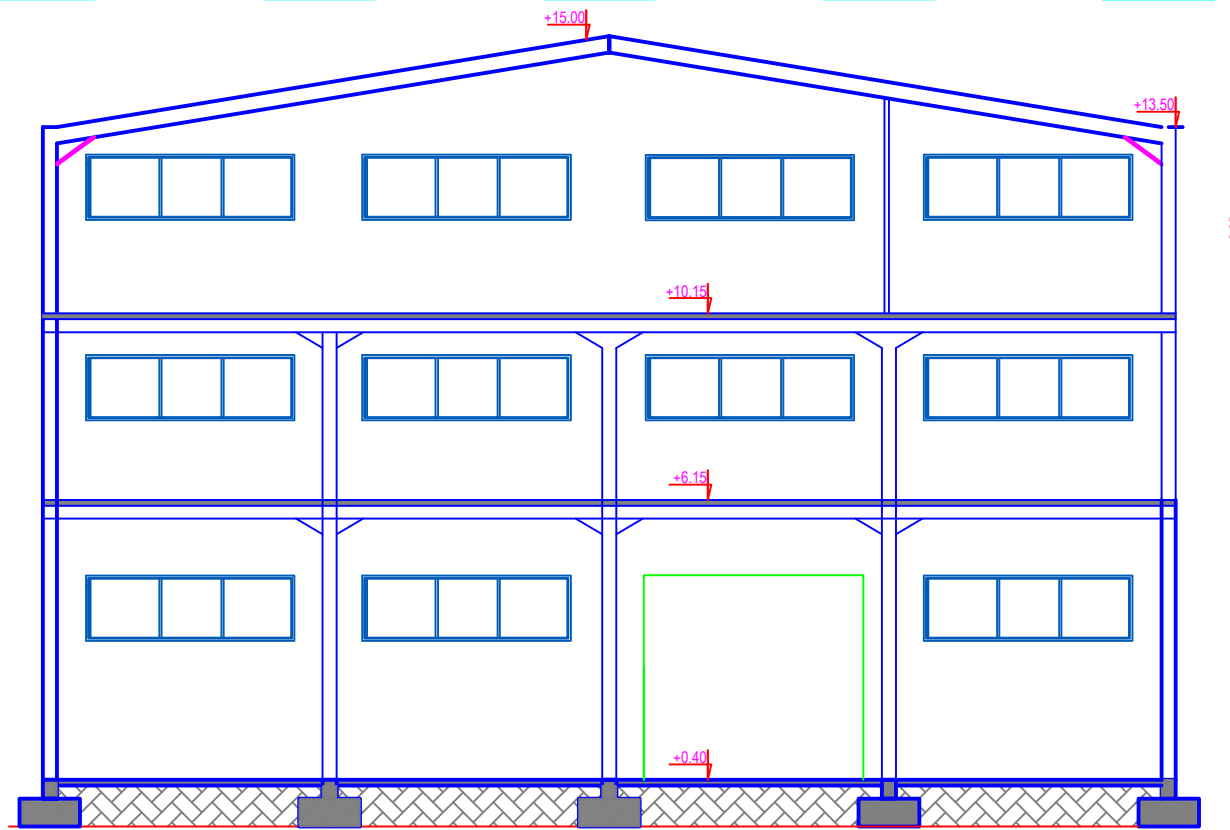
FACADE LATERALE DROITE ECH : 1/50



FACADE PRINCIPALE ECH : 1/50



COUPE B-B ECH : 1/50



COUPE A-A ECH : 1/50

The image features three blue, 3D-rendered circular shapes that resemble buttons or coins. One is large and positioned at the top center, another is smaller and located below it to the right, and the third is the largest, positioned at the bottom right. Two thin, light blue lines intersect to form a large, open triangular shape that frames the central text. The background is plain white.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I. Présentation de l'ouvrage :

1.Introduction :

Notre projet consiste à étudier un bâtiment en construction métallique qui est une unité de montage en câblerie et accessoire d'investissement privé, cette construction se compose d'un rez-de-chaussée et deux étages courants (RDC+2), toiture à deux versants symétriques avec une pente de 12.5° et des planchers mixte acier-béton. Cet ouvrage est implanté à la wilaya de BOUMERDES (zone d'activité d'OULED MOUSSA).

2.Données concernant le site :

- ✓ Site plat.
- ✓ Altitude = 120m.
- ✓ Zone de neige : zone B.
- ✓ Zone du vent : zone 1
- ✓ Zone sismique : III (II b) (sismicité forte).
- ✓ Catégorie de terrain :III.

3. Données concernant l'ouvrage :

Il est caractérisé par les dimensions suivantes :

- ✓ Longueur : $L = 36.6 \text{ m}$
- ✓ Largeur : $l = 24.4 \text{ m}$
- ✓ Hauteur totale : $H_{totale} = 15 \text{ m}$
- ✓ Pente de la toiture : $\alpha = 12.5^\circ \rightarrow H_{toiture} = 1.5 \text{ m}$
- ✓ Hauteur des différents étages : $H_{RDC} = 6 \text{ m}$; $H_{étage1} = 4 \text{ m}$ et $H_{étage2} = 3.5 \text{ m}$

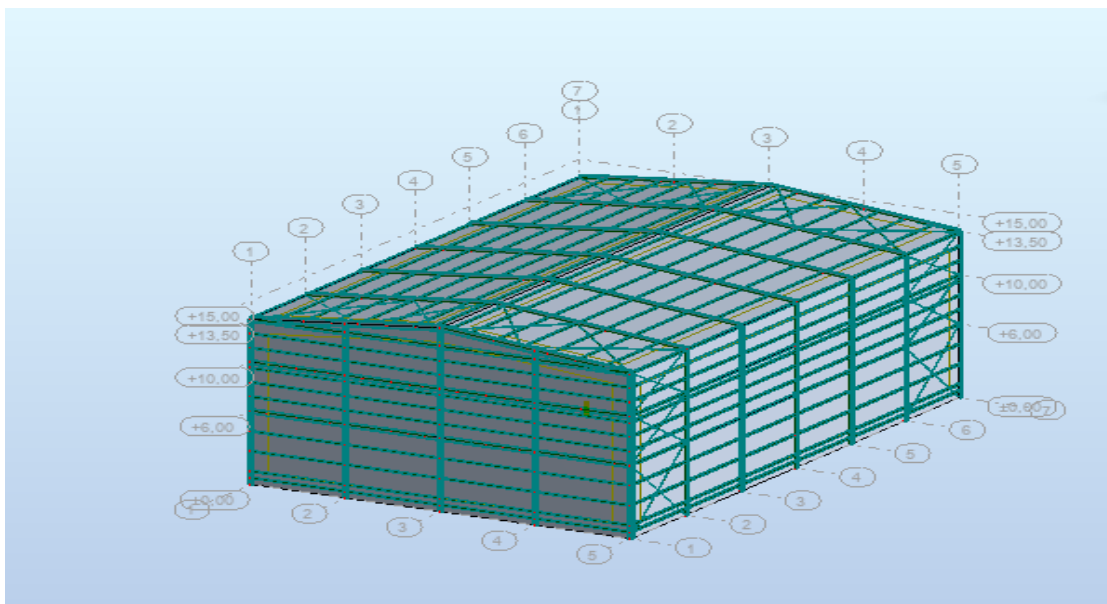


Figure I.1 : Vue en 3D de la structure étudiée.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

II. Règlements techniques utilisés :

Les différents règlements utilisés dans notre travail sont les suivants :

- DTR B.C 2.47 : le Règlement Neige et Vent 2013 (RNV2013) ;
- DTR B.C 2.48 : Règlement Parasismiques Algériennes (RPA99 - version 2003) ;
- DTR B.C 2.2 : Charges permanentes et surcharges d'exploitations ;
- DTR B.C 2.44 : Règles de conception des Structures en aciers (CCM97) ;
- DTR B.C. 2.231 : Règles de calcul de fondations superficielles ;
- BAEL91 : Calcul des structures en béton ;
- Eurocode 3 : (calcul des structures métalliques).
- Eurocode 4: (calcul des structures mixtes).

1. Les Etats Limites :

Introduction :

Les états limites définissent des bornes admissibles vis-à-vis de la sécurité des personnes et des biens et vis-à-vis de l'aspect de la structure, il convient de vérifier que l'ensemble des cas de charge permet de couvrir tous les cas réels les plus défavorables.

Les états limites sont des états au-delà duquel la structure ne satisfait plus aux exigences pour lesquelles elle a été conçue.

Les paramètres à prendre en compte sont notamment les actions, les propriétés des matériaux et les données géométriques et leur imperfection. Il existe deux états limites :

- Etats Limites Ultimes (ELU)
- Etats Limites de Service (ELS)

1.1. Etats Limites Ultimes (ELU) :

Ce sont des états dont le dépassement est équivalent à la ruine de la structure, perte de l'équilibre statique, de la capacité portante maximale atteinte, flambement.

Pour cette raison, des coefficients de sécurité sont pris en compte et permettent ainsi de majorer les charges qui s'appliquent sur les structures lorsque celles-ci sont préjudiciables et de minorer la résistance structurelle des matériaux.

Sollicitation de calcul : $1,35G + 1,5Q$

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

1.2. Etats Limites de Service (ELS) :

Les états limites de service (ELS) permettent de vérifier la structure en utilisation normale (déformation admissible de la structure sous l'action du vent, ...) ainsi que vis-à-vis du confort des personnes (vibration d'une passerelle, déformation admissible des planchers, ...).

Donc il s'agit d'état dont le non-respect compromet la durabilité de l'ouvrage ou contrarie les conditions d'exploitation habituelles de celui-ci qui se manifeste par une fissuration excessive et/ou des déformations excessives.

Sollicitation de calcul : $G + Q$.

III. Descente des charges :

1. Introduction :

L'évaluation des charges et surcharges appliquées sur une structure constitue l'étape fondamentale à partir de laquelle le dimensionnement des différents éléments de la structure commence, ces charges constituent l'ensemble suivant :

- Le poids propre de la structure (éléments porteurs et secondaires) ;
- Les charges utiles dans le bâtiment (selon la destination de l'ouvrage) ;
- Les actions climatiques (Neige et Vent) ;
- Les actions accidentelles (séisme, chocs, ...).

Les charges sont de deux catégories :

- Charges permanentes G (poids propre des éléments constituant) ;
- Charges d'exploitation ou surcharges Q (charge utile à la mise en service de l'ouvrage).

2. Charges permanentes :

IL s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés.

Cette charge constitue l'ensemble du poids des éléments constituant la structure finale incluant le poids des éléments porteurs et secondaires ainsi que les cloisons, les plafonds, les différentes installations, ...

3. Charges d'exploitations :

Les charges d'exploitation ou surcharges sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normal d'occupation.

C'est l'ensemble des charges variables dans le temps que supporte la structure et qui désignent l'ensemble des équipements, des matériels et des personnes que reçoit la structure.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Ces charges sont définies à partir d'un DTR intitulé « Charges et Surcharges ».

IV. Matériaux utilisés :

Dans le cadre de notre projet, nous avons opté pour les matériaux suivant :

1.Acier :

L'acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone (dans des proportions comprises entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone.)

On optera pour un acier de nuance S235.

Les caractéristiques mécaniques de l'acier :

Caractéristique	Valeur
La résistance à la traction	$F_u = 360 \text{ MPa}$
La limite élastique	$f_y = 235 \text{ MPa}$
La masse volumique	$\rho = 78,5 \text{ KN/m}^3$
Module d'élasticité longitudinale	$E = 210 \text{ 000 MPa}$
Module cisaillement	$G = 81 \text{ 000 MPa}$
Coefficient de poisson	$\nu = 0,3$
Coefficient de dilatation	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ par } ^\circ\text{C}$

Tableau I.1 : Caractéristiques mécanique de l'acier de nuance S235.

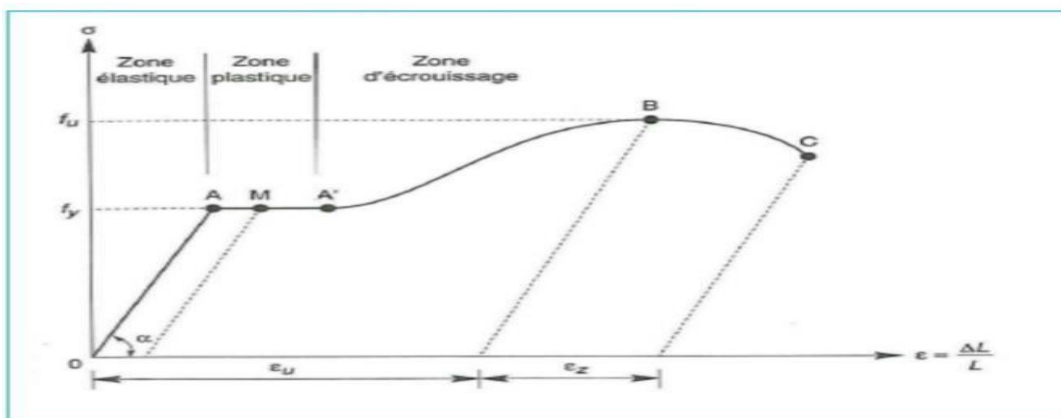


Figure I.2 : Diagramme effort/déformation de l'acier

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

2. Acier d'armature :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui peut atteindre des déformations très importantes avant la rupture, il est utilisé pour éviter la fissuration du béton sous les différentes charges.

Les caractéristiques mécaniques des différents aciers d'armatures sont mentionnées dans le tableau suivant :

Nuance		f_y (MPa)
Barres HA	Fe400	400
	Fe500	500

Tableau I.2 : Valeurs nominales des f_y des aciers d'armatures.

3. Le béton :

Le béton est un matériau de construction formé par un mélange de granulats, de sable, et d'eau aggloméré par un liant hydraulique (ciment) et éventuellement des adjuvants.

Pour la réalisation des fondations et des planchers, on a utilisé un béton dosé à 350 Kg/m^3 , dont ses caractéristiques sont les suivantes:

Caractéristique	Valeur
Résistance caractéristique à la compression	$F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
Résistance caractéristique à la traction	$F_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$
Masse volumique	$\rho = 25 \text{ KN/m}^3$
Coefficient du retrait	$\varepsilon = 4 \times 10^{-6}$
Coefficient de dilatation thermique	$e = 10^{-3} \text{ par } ^\circ\text{C}$
Module d'élasticité	$E = 32\,164,2 \text{ Mpa}$

Tableau I.3 : Caractéristiques mécanique du béton.

4. Les assemblages :

La structure étudiée est en multiple étages pour cela les différents assemblages entre les éléments principaux utilisés sont :

- Assemblages traverse-traverse ;
- Assemblages traverse-poteau ;
- Assemblages poutre-poutre ;
- Assemblages poteau-poutre ;
- Assemblages des pieds de poteaux ;

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

- Assemblages des contreventements.

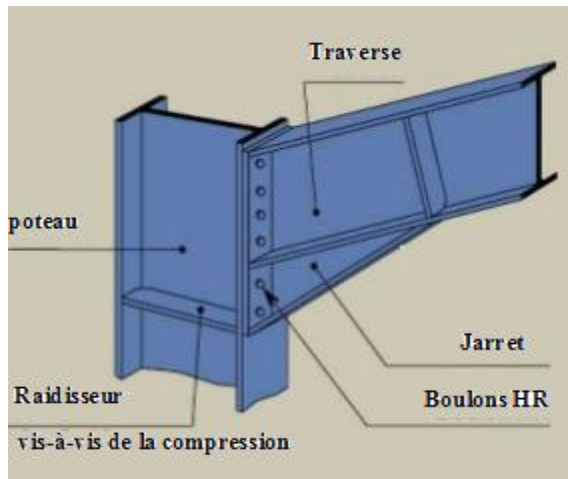


Figure I.3: Assemblage Poteau-travers.

Pour pouvoir assurer ces assemblages, deux (02) types de connecteurs sont utilisés :

- Les boulons ;
- Les soudures.

❖ Le boulonnage :

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable, les boulons servent à assurer une liaison de continuité entre les éléments ou à assurer la transmission intégrale des efforts d'une partie à une autre d'une construction, cette méthode est la plus utilisée en construction métallique cela est dû à la facilité de sa mise en œuvre.

Il existe deux (02) types de boulonnages :

- Les boulons ordinaires ;
- Les boulons de haute résistance (HR).

❖ Le soudage :

Le soudage est une opération technique qui consiste à joindre deux pièces d'un même matériau à l'aide d'un cordon de soudure pour assurer la continuité métallique.

V. Les éléments de la structure :

1.La toiture :

La toiture est en charpente métallique à deux versants, constituée de bacs de couverture reposant sur des pannes et de poutre au vent, liées entre elles avec des liernes et fixées à leur tour sur les fermes avec des échantignoles.

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, constitués :

- De deux tôles de parement intérieur et extérieur.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

- D'une âme en mousse isolante.
- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés.

Il offre selon la gamme diverses qualités à savoir :

- Résistance des matériaux ;
- Résistance au feu ;
- Etanchéité ;
- Isolation thermique ;
- Isolation phonique.

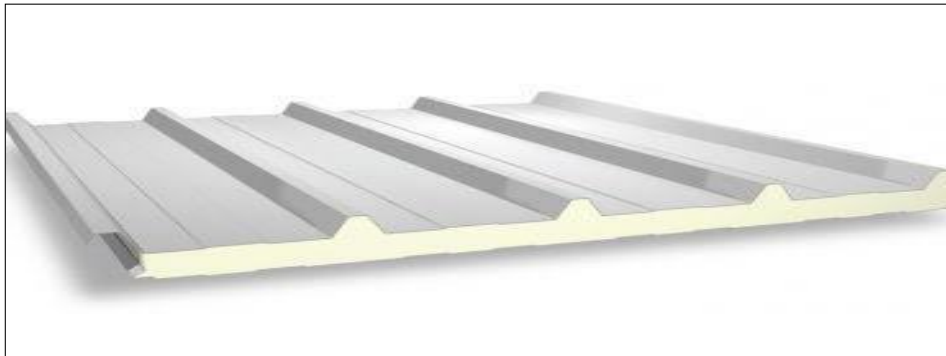


Figure I.4 : Couverture en panneau sandwich.

2. Les planchers :

Les planchers des étages courants composant les structures horizontales sont des planchers mixtes (acier-béton) à dalle collaborant, constitués de :

- Une dalle en béton armé avec une chape de 15 cm d'épaisseur ;
- Les armatures ;
- Un coffrage perdu (TN40) ;
- Des solives.
- Des goujons connecteurs, pour assurer la connexion entre l'acier et le béton.

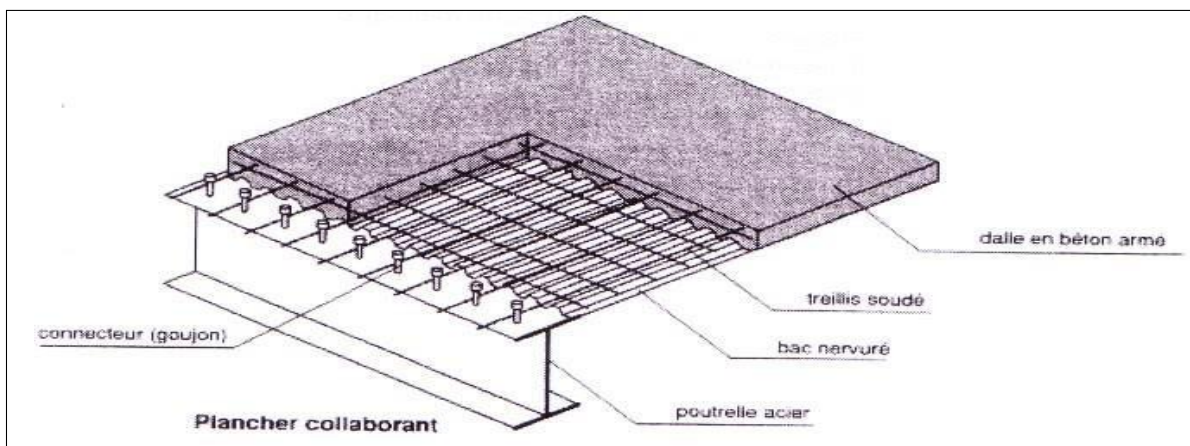


Figure I.5 : Plancher mixte collaborant acier béton.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

3. Les poteaux :

Les poteaux sont les éléments porteurs verticaux des ossatures de bâtiment, ils sont soumis à la compression avec éventuellement de la flexion selon le système statique adopté, ils transmettent les charges verticales des planchers aux fondations.

Les moyens de transmettre ces charges verticales sont liés au système structural particulier utilisé pour la conception de l'ossature et sont généralement des profilés en I ou en H car ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des poutres dans les deux directions perpendiculaires avec facilité d'assemblage.

4. Les poutres :

La poutre constitue l'élément structural horizontal de base de toute construction, elle franchit la portée comprise entre ses deux appuis et transmet principalement par flexion les charges qui lui sont appliquées.

Les poutres métalliques, que l'on peut réaliser à partir d'une grande diversité de formes et de sections structurales, peuvent souvent être dimensionnées en invoquant à peine plus que la théorie élémentaire de la flexion.

Ces éléments sont souvent constitués à partir de profilés en I ou en H.

5. Bardage :

Les façades extérieures seront réalisées avec des panneaux sandwichs fixés sur les lisses de bardages, Des potelets de renforcement sont prévus aux droits des ouvertures.

Les murs intérieurs appelé aussi murs de séparation sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

6. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

La structure contient trois (03) passages de niveau, ils sont réalisés en ossature métallique avec revêtement en maçonnerie.

7. Les fondations :

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission des charges dans le sol (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation)

Les fondations reçoivent les charges transmises par les poteaux de la structure, qui seront transmises au sol dont la structure est posée, qui est d'une contrainte admissible $\sigma = 1,75 \text{ bars}$.



Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges



Introduction :

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

I. Charges permanentes :

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

- ✓ Bardage en tôle nervurée TL3510.544dan/m².
- ✓ Couverture en tôle nervurée TL 75..... 13.834dan/m².

II. surcharges d'exploitations :

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

Elles couvrent la pression du vent, le poids de la neige, le poids des personnes et le mobilier, on peut aussi parler des surcharges d'entretien qui sont définies comme, charges ponctuelles de 100dan au $\frac{1}{3}$ et $\frac{2}{3}$ de la portée d'une poutre.

Les charges d'exploitations sont déterminées suivante document technique réglementaire charges et surcharges (DTR B.C.2.2).

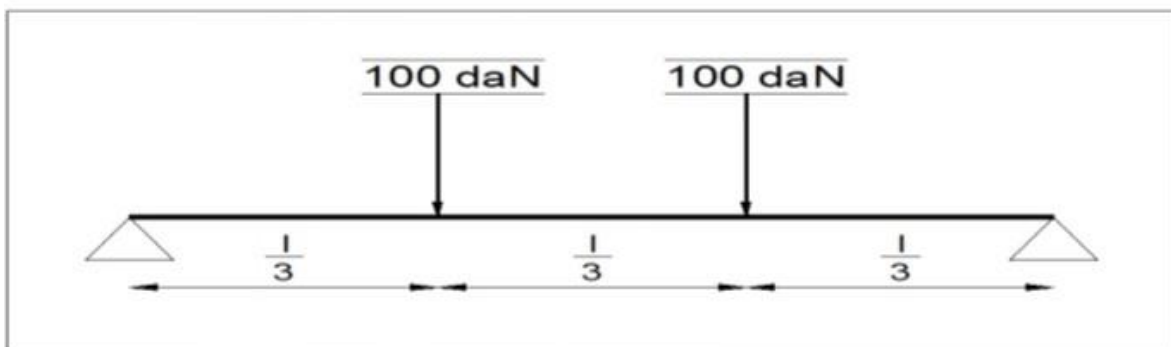


Figure II-1 : Charge d'exploitations ponctuelles de poutres.

III. Surcharge climatiques :

1. Action la neige :

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

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

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

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

- ✚ Notre structure implantée dans la wilaya de Boumerdes (Ouled Moussa).
- ✚ Terrain de catégorie III zone suburbaine (zone industrielle). (RNV 2013)
- ✚ Le projet est implanté à Ouled Moussa qui classe en **zone B** (zone de neige),
l'altitude par rapport au niveau de la mer est **H = 120 m** donc :

$$S_K = \frac{0,04H+10}{100} = \frac{0,04 \times 120 + 10}{100} = \mathbf{0.148 \text{ Kn/m}}$$

1.2. Calcul des charges de la neige S sur la toiture :

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

Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

toiture soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

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

D' où :

S_K (en KN /m^2) : est la charge de neige sur le sol en fonction de l'altitude e la zonede neige.

- μ : est un coefficient d'ajustement des charges en fonction de la forme de la toiture (coefficient de forme).

1.3. Calcul du coefficient de forme μ :

Les valeurs des coefficients de forme μ données ci-après concernant les toitures de forme courante. Pour des formes particulières de toiture. Le cahier des charges doit être précisé la valeur à prendre en compte

Pour notre construction on a une toiture a versant multiples symétrique avec l'inclinaison de la toiture $\alpha=12,5^\circ$

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

Tableau II-1 : coefficient de forme pour toiture a versant multiples

▪ Sans accumulation :

$$\alpha = 12,5^\circ \quad \longrightarrow \quad 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \quad \longrightarrow \quad \mu = 0,8$$

$$S = 0,8 \times 0,148 = 0,1148 \text{ KN /m}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{par projection horizontal}$$

$$S = 0,1148 \cos 12,5^\circ = 0,1156 \text{ KN / m} \quad \longrightarrow \quad \text{suivant rampant}$$

$$S1 = 11,56 \text{ dan / m}^2$$

▪ Avec accumulation :

$$\alpha = 12 \quad \longrightarrow \quad 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \quad \longrightarrow \quad \mu = 0,8 + 0,8 \left(\frac{12,5}{30} \right) = 1,13$$

$$S(\alpha) = \mu_2 \times S_K = 1,13 \times 0,148 = 0,1672 \text{ KN / m}^2$$

$$S2 = 16,72 \text{ dan / m}^2$$

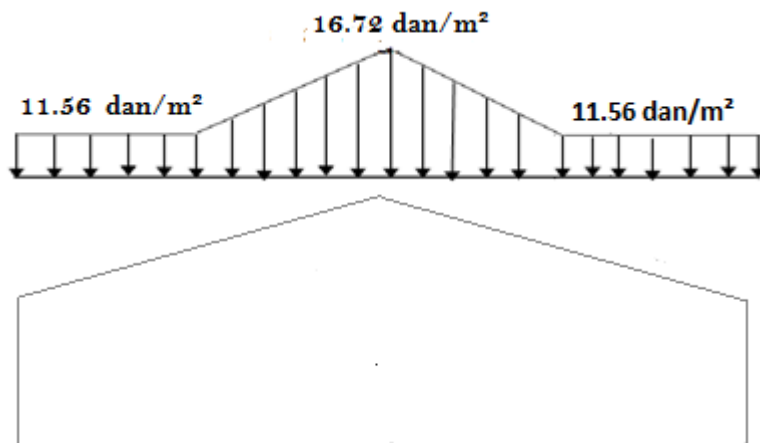


Figure II.2 : charge de neige sur la toiture

2.Action du vent :

L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude doit être effectuée pour la détermination des différentes actions dues au vent ceci dans toute la direction possible.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction
- L'intensité.
- La région.
- le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

Selon les sens possible du vent et la géométrie de notre ouvrage, huit cas sont envisager et a considérer dans les calculs :

- Vent sur la façade principale surpression intérieure.
- Vent sur la façade principale avec dépression intérieure.
- Vent sur façade latérale gauche surpression intérieure.
- Vent sur la façade gauche avec dépression intérieure.

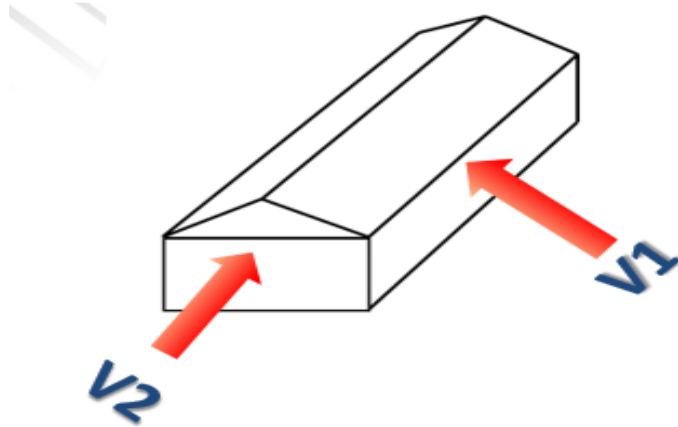


Figure II-3 : les directions de vent

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la structure.

Les effets du vent sont étudiés conformément à la réglementation <Règlement neige et vent> RNV99- version 2013.

L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :

$$P_h = C_d \cdot (C_{pe} - C_{pi})$$

Avec :

q_{dyn} : pression dynamique du vent

C_d : coefficient dynamique

C_{pe} : coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : coefficient de pression intérieure.

2.1. Données relative au site :

Le site du projet se trouve à Ouled Moussa Wilaya de Boumerdes

- ✓ Zone du vent I $q_{ref} = 37.5 \text{ dan/m}^2$
- ✓ Terrain de catégorie III $K_t = 0.215$; $h_0 = 0.3\text{m}$;
 $h_{min} = 5\text{m}$
- ✓ Nature du site : plat $C_t = 1$

2.2. Coefficient dynamique c_d :

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

Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

Il dépend de la hauteur et la largeur de la structure, ainsi que des matériaux de la Structure.

La structure du bâtiment étant une structure métallique de hauteur de 13.36 m donc inférieur a 15m, on prend : $c_d = 1$(RNV -VERSION 2013)

Donc : $c_d < 1.2$

la construction est peu sensible aux excitations dynamiques.

2.3.La pression dynamique de pointe q_{dyn} :

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

$$q_{dyn} = q_{ref} \cdot (z_e) \quad (\text{dan/m}^2)\dots\dots\dots\text{RNV 2013(p50)}.$$

Avec :

q_{ref} : la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.

$$q_{ref} = 37.5 \text{ dan /m}^2$$

⇒ Il est donnée par le tableau suivant RNV 2013(p50)

Zone	q_{ref}
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau II-2 : valeur de la pression dynamique de référence

c_{ex} : Coefficient d'exposition au vent, en fonction de coefficient de rugosité (c_r), et du coefficient de topographie (c_t).

2.4.Détermination du coefficient d'exposition c_{ex} :

Le coefficient d'exposition au vent c_{ex} tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol, il tient compte de la nature turbulente du vent.

c_{ex} est donné par la formule suivante :

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

Avec : c_r : coefficient de rugosité.

c_t : coefficient de topographie.

$I_v(z)$: l'intensité de turbulence.

Z (en m) : est la hauteur considérée.

La hauteur de référence z_e :

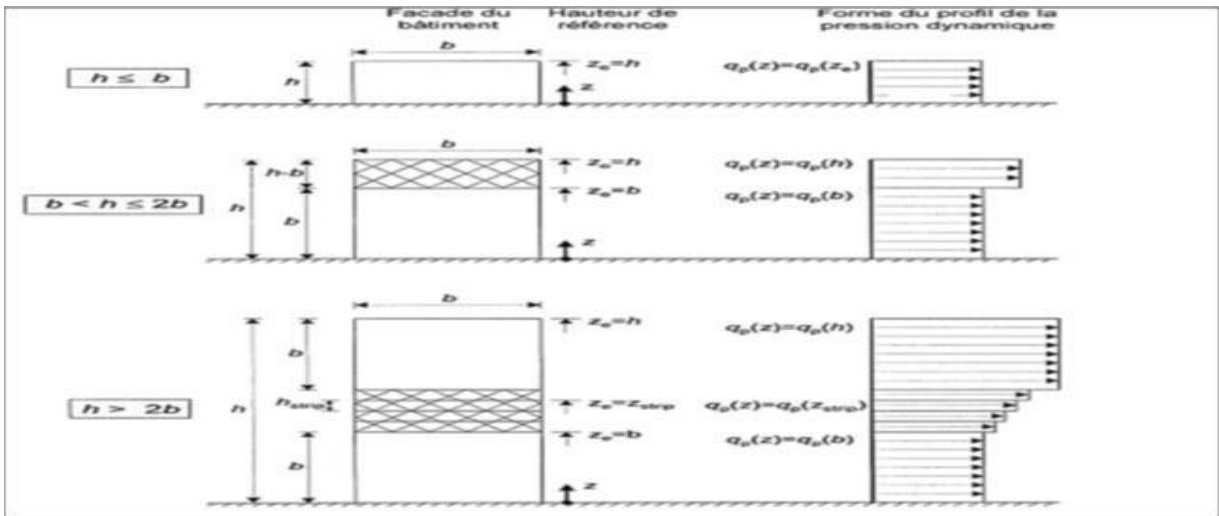


Figure II-4 : hauteur de référence z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

Dans notre cas :

$$24,4 < 13.36 < 48,8 \Rightarrow b < 2h < 2b \dots \dots \dots \text{RNV 2013 (P51)}.$$

Donc :

$Z = 15 \text{ m}$ dans la toiture.

$Z = 13,5 \text{ m}$ dans les parois verticales.

2.5. Coefficient de rugosité (C_r) :

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il se définit par la loi logarithmique (logarithme népérien) **RNV 2013 P53.**

$$c(z) = K \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \dots \dots \dots \text{Si } Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m}.$$

$$Cr(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) \dots \dots \dots \text{Si } Z < Z_{\min}$$

Avec : K_t : facteur de terrain.

Z_0 : paramètre de rugosité.

Z_{\min} : Hauteur minimale.

Categories de terrain	K_t	Z_0 (m)	Z_{\min} (m)
III	0.215	0.3	5

Tableau II-3 : caractéristiques de notre terrain (**RNV 2013, tableau 2.5 p 53**)

Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

On a : $Z_0 = 0.3 \text{ m}$; $Z_{\min} = 5 \text{ m}$; $K_T = 0.215$

$\Rightarrow Z_{\min} = 5 \text{ m} < h = 15 \text{ m} < 200 \text{ m}$

Donc : $C_r = K_T \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$

❖ **Dans la toiture :**

$$C_{r(15\text{m})} = 0,125 \ln\left(\frac{15}{0,3}\right) = 0,841$$

$$c_r(z = 15\text{m}) = 0.841$$

❖ **Dans la paroi verticale :**

$$C_{r(13,5\text{m})} = 0,125 \ln(50) = 0,818$$

$$c_r(z = 13,5 \text{ m}) = 0.818$$

2.6. Le coefficient de topographie :

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

Le site est plat, donc $c_t(z) = 1$ (RNV 2013)

2.7.L'intensité de turbulence :

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

$$I_v(z) = \frac{1}{c_t \times \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right)} \quad \text{Pour } Z > Z_{\min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{c_t \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} \quad \text{Pour } Z < Z_{\min}$$

On a : $Z_{\min} = 5 \text{ m} < z = 15 \text{ m}$

$$I_v(z) = \frac{1}{c_t \times \ln\left(\frac{15}{0,3}\right)} = 0.256$$

$z = 13,5 \text{ m} > Z_{\min} = 5 \text{ m}$

$$I_v(z) = \frac{1}{c_t \times \ln\left(\frac{13,5}{0,3}\right)} = 0.263$$

Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

Donc le coefficient d'exposition pour parois verticale est :

$$C_{ex}(13.5\text{ m}) = c_t^2 \times c_r^2 \times (1 + 7) = 1.0^2 \times 0.818^2 \times (1 + 7 \times 0.263) = 1.9$$

$$c_{ex}(13.5\text{ m}) = 1.9$$

Donc le coefficient d'exposition pour la toiture est :

$$c_{ex}(15\text{ m}) = c_t^2 \times c_r^2 \times (1 + 7I_v) = 1.0^2 \times 0.841^2 \times (1 + 7 \times 0.263) = 1.975$$

$$c_{ex}(15\text{ m}) = 1.975$$

On résume les résultats dans le tableau suivant :

	cex	qref(N/m ²)	qp (N/m ²)
Parois verticales	1.9	375	712.5
toiture	1.975	375	740.625

Tableau II-4 : valeurs de q_{re}, q_p, c_{ex} .

Une représentation plus explicite de la répartition de la pression dynamique de pointe qui est uniforme sur toute au long de la hauteur de la structure est donnée par la figure II.3

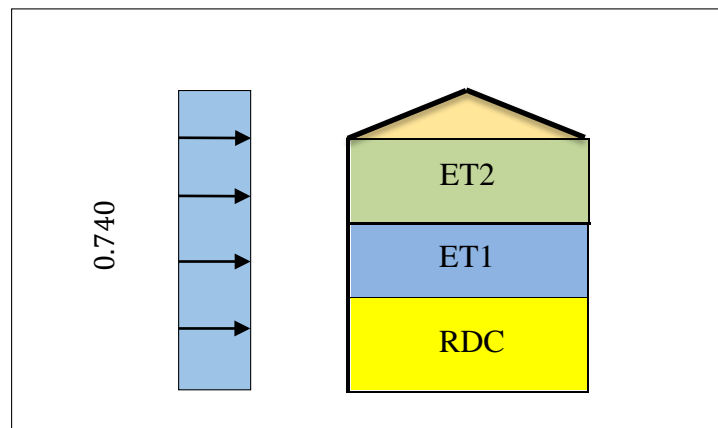


Figure II.5 : Répartition de la pression dynamique.

2.8. Le coefficient de pression extérieure c_{pe} :

Les coefficients de pression extérieure c_{pe} applicable aux bâtiments et aux parties de bâtiments, ils dépendent de la dimension de la surface chargée A, qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieurs sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m² et 10 m² dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées, ils sont notés c_{pe1} pour les coefficients locaux, et c_{pe10} pour les coefficients globaux, respectivement (**chapitre 5 : coefficient de pression p 80 RNV 2013**)

Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

- $C_{pe} = C_{pe1}$ $S \leq 1m^2$
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$ $1m^2 < s < 10 m^2$
- $C_{pe} = C_{pe10}$ $S \geq 10m^2$

Remarque :

Dans nos calculs on considère deux cas :

- ✓ A : le cas où les portes et les fenêtres sont fermées.
- ✓ B : le cas où les portes et les fenêtres sont ouvertes

3.Direction du vent perpendiculaire au pignon v1 :

3.1. pour les parois verticales :

Pour cette direction $\Rightarrow b = 24.4 m$; $d = 36.6m$; $h_1 = 13.5m$; $h_2 = 15m$

❖ **pour d 36.6m:**

$$e = \min (b ; 2h) = \min (24.4 m ; 30m) = 24.4 m$$

donc $e < d$ alors on a la présence de trois zone A B et C

$$A = \frac{e}{5} = \frac{24.4}{5} = 4.88m$$

$$B = \frac{4e}{5} = \frac{4 \times 24.4}{5} = 19.52m$$

$$C = d - e = 36.6 - 24.4 = 12.2 m$$

Alors on a trois zone A et B et C .

ZONE	SURFACE (m ²)	LE COEFFICIENT DE PRESSION
D	329.4	+0.8
E	329.5	-0.3
A	65.88	-1.0
B	263.52	-0.8
C	160.65	-0.5

Tableau II-5 : valeurs de surfaces et de coefficient Cpe de chaque zone de parois verticales

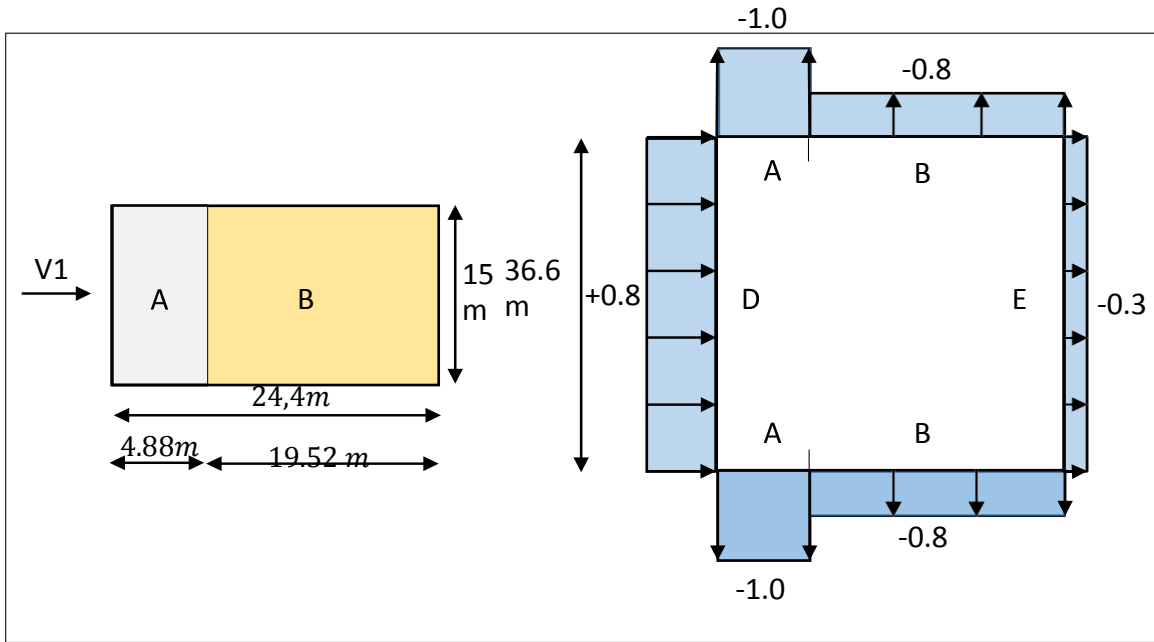


Figure II-6 : légende pour les parois verticale

3.2. POUR LES VERSANTS DE TOITURE :

On a une toiture a doubles versants $\alpha = 12.5^\circ$, donc on trouve le coefficient de pression extérieure par l'interpolation linéaire entre les valeurs de coefficient extérieur de $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$

Zones	Coefficient extérieur
F	-1.375
G	-1.3
H	-0.625
I	-0.525

Tableau II-6 : valeurs des coefficients Cpe pour les versants de toiture

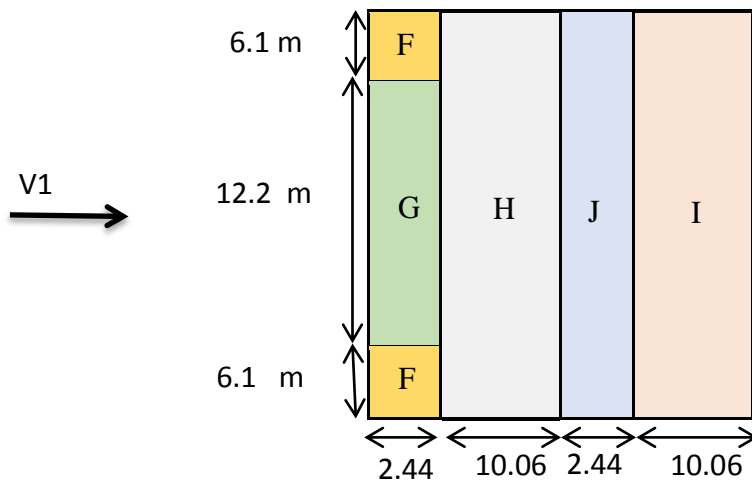


Figure II.7 : Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le long pan.

3.3.le coefficient de pression intérieur :

A : dans le cas où toutes les ouvertures sont ouvertes :

La combinaison la plus défavorable de la pression extérieure et intérieure, considérés comme agissant simultanément. Doit être envisagée simultanément pour chaque combinaison potentielle d'ouvertures et autres sources de fuite d'aire.

le coefficient de pression c_{pi} est en fonction de perméabilité μ_p et le rapport h/d . (RNV 2013)

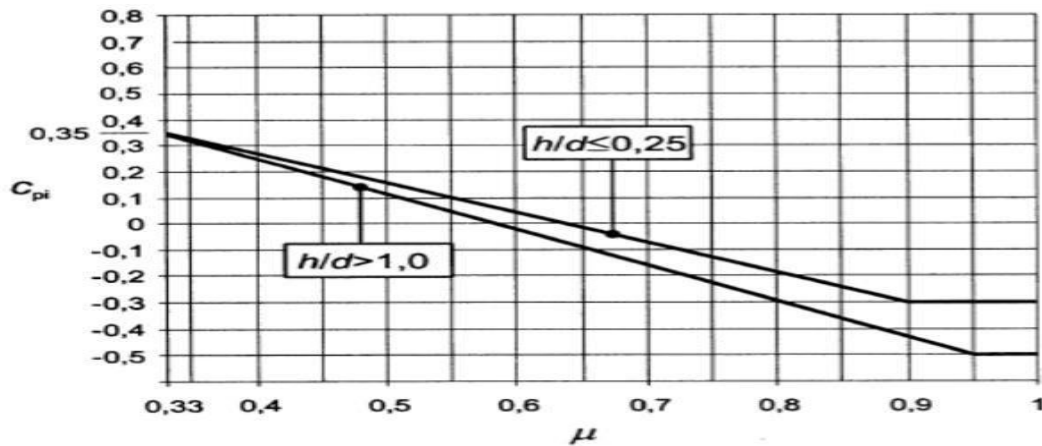


Figure II-8 : Coefficient de pression intérieure applicable pour des ouvertures uniformément réparties.

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la 5.14 du RNV 2013 avec (h) est la hauteur du bâtiment, (d) est la dimension parallèle au vent et μ_p est l'indice de perméabilité donné par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{aires des ouvertures ou } ce < 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} \cdot$$

Notre structure possède :

- porte1 de (1.5×2.5) m² dans le pignon
- porte2 de (3.54×5.5) m² dans le pignon
- porte3 de (4.8×5.5) m² dans le pignon
- 10 fenêtres de (4.40×1.4)m² dans le pignon
- 1 fenêtres de (1.57×3.24)m² dans le pignon
- 1 fenêtres de (1.64×2.1)m² dans le pignon
- Porte1 de (5.4×5.5)m² , dans le long pan
- 5 fenêtres de (1.2×9.5)m² dans le long pan
- 1 fenêtres de (1.2×6.5)m² dans le long pan

$$\mu_p = \frac{119.67}{149.37} = 0.8$$

$\mu_p = 0.8$ et le rapport $h/d = 0.41$

Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

$$0.25 < h/d < 1$$

Par interpolation linéaire : $c_i = -0.21$

Donc la pression statique du vent est :

$$p_h = c_d \times q_h (C_{pe} - C_{pi})$$

❖ **Parois verticales :**

Zones	qh(dan/m ²)	Ce	ci	Ce - ci	Ph(dan/m ²)
D	71.25	+0.8	-0.21	+1.01	71.96
E	71.25	-0.3	-0.21	-0.09	-6.41
A	71.25	-1	-0.21	-0.79	-56.29
B	71.25	-0.8	-0.21	-0.59	-42.04
C	71.25	-0.5	-0.21	-0.29	-20.66

Tableau II-7 : valeur de la pression statique du vent des parois verticales selon v1

❖ **Versant de toiture :**

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

Zones	qh(dan/m ²)	Ce	ci	Ce - ci	Ph(dan/m ²)
F	74.06	-1.375	-0.21	-1.165	-86.28
G	74.06	-1.3	-0.21	-1.09	-80.73
H	74.06	-0.625	-0.21	-0.415	-30.73
I	74.06	-0.525	-0.21	-0.315	-23.33

Tableau II-8 : valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon v1

B : dans le cas où toutes les ouvertures sont fermées :

On calcule le coefficient de perméabilité :

$$\mu_p = 0 \text{ et le rapport } h/d = 0.41 \quad \Rightarrow \quad C_{pi} = 0.8$$

Donc la pression statique du vent est:

❖ **Parois verticales :**

Zones	qh(dan/m ²)	cpe	cpi	Cpe - cpi	Ph(dan/m ²)
D	71.25	+0.8	+0.8	0	0
E	71.25	-0.3	+0.8	-1.1	-78.38
A	71.25	-1	+0.8	-1.8	-128.25
B	71.25	-0.8	+0.8	-1.6	-144

Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

C	71.25	-0.5	+0.8	-1.3	-92.63
----------	-------	------	------	------	--------

Tableau II-9 : valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon v_1 (ouvertures fermées)

❖ **Versant de toitures :**

Zones	qh(dan/m ²)	C _{pe}	c _{pi}	C _{pe} – c _{pi}	Ph(dan/m ²)
F	74.06	-1.375	+0.8	-2.175	-161.08
G	74.06	-1.3	+0.8	-2.1	-155.53
H	74.06	-0.625	+0.8	-1.425	-105.54
I	74.06	-0.525	+0.8	-1.325	-98.13

Tableau II-10 : valeur de la pression statique du vent des versants de toiture selon v_1 (ouvertures fermées)

4.Direction du vent perpendiculaire au long pan v_2 :

4.1. Pour les parois verticales :

Pour cette direction :

* $b = 36.3\text{m}$ $d = 24.4\text{m}$ $h = 15\text{m}$

$e = \min(b, 2h) = \min(36.3, 30) = 30\text{m}$ \longrightarrow $d < e$

❖ **calcul de coefficient de pression :**

a-Calcul des coefficients des pressions extérieures :

Coefficient des pressions extérieures

Paroi D « au vent » : $S_D = b \cdot h = 36.3 \times 15 = 544.5\text{m}^2 \geq 10\text{m}^2$ \longrightarrow $C_{pe} = C_{pe,10} = +0,8$

Paroi E « sous vent » : $S_E = b \cdot h = 36.3 \times 15 = 544.5\text{m}^2 \geq 10\text{m}^2$ \longrightarrow $C_{pe} = C_{pe} = -0,8$

Zone A « sous vent » : $- A = e/5 = 4.88\text{m}$ \longrightarrow $S_A = 4.88 \times 13.5 = 65.88\text{m}^2$

\longrightarrow $S_A = 65.88\text{m}^2 \geq 10\text{m}^2$ \longrightarrow $C_e = C_{e10} = -1.0$

Zone B « sous vent » : $- d - e/5 = 19.52\text{m}$ \longrightarrow $S_B = 19.52 \times 13.5 = 263.52\text{m}^2$

\longrightarrow $S_B = 263.52\text{m}^2 \geq 10\text{m}^2$ \longrightarrow $C_e = C_{e10} = -0.8$

On remarque que toutes les surfaces sont supérieures à 10m^2 donc la formule correspond est :

$C_{pe} = C_{pe, 10}$.

Zone	D	E	A	B	C
------	---	---	---	---	---

Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

Ce	+0.8	-0.3	-1.0	-0.8	-0.5
----	------	------	------	------	------

Tableau II-11 : valeurs du coefficient extérieur pour les parois verticales suivant la direction v2

4.2. Pour les versants de toiture :

❖ Calcul des coefficients extérieurs Cpe :

Pour un bâtiment a deux versants :

Par interpolation linéaire entre les valeurs de $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$ on trouve :

$$\alpha = 5^\circ \quad ce = -1.7 \uparrow \quad \text{et} \quad ce = 0 \downarrow$$

$$\alpha = 15^\circ \quad ce = -0.9 \uparrow \quad \text{et} \quad ce = 0.2 \downarrow$$

On résume les résultats trouvés dans le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I	J
Action \uparrow	-1.1	-0.9	-0.375	-0.45	-0.9
Action \downarrow	+0.15	+0.15	+0.15		+0.05

Tableau II-12 : valeurs des Cpe pour le bâtiment a deux versants suivant la direction du vent v2

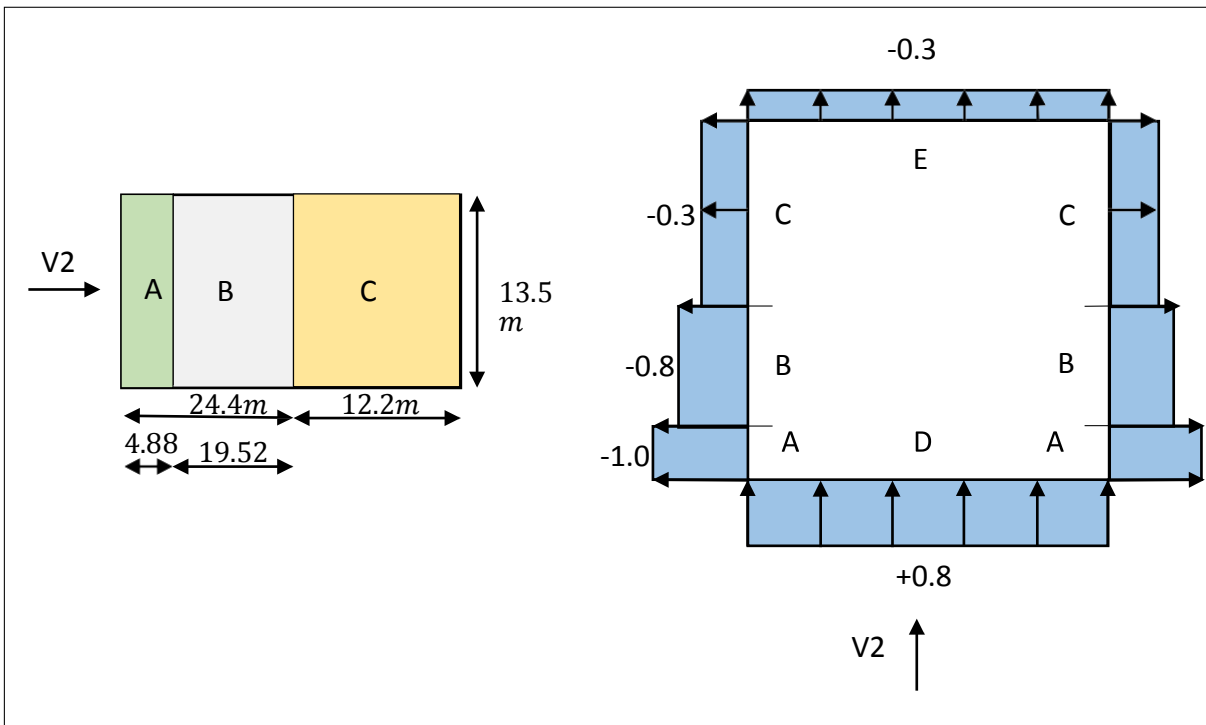


Figure II.9 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales suivant le pignon.

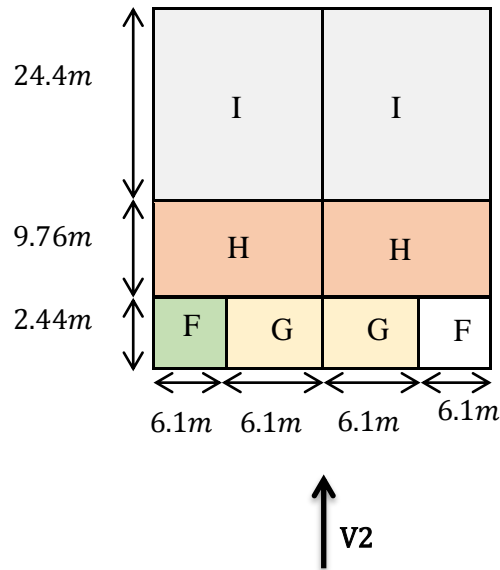


Figure II.10 : Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le pignon.

4.3. calcul de coefficient intérieur :

A : le cas où toutes les ouvertures sont ouvertes :

Le coefficient de pression intérieure est essentiellement donné en fonction de la perméabilité des parois.

$$\mu_p = \frac{\sum \text{aires des ouvertures ou } ce < 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} \cdot$$

$$\mu_p = \frac{29.7}{149.37} = 0.199$$

On a $\mu_p = 0.199$ et le rapport $h/d = 0.615$

$\Rightarrow 0.25 < h/d = 0.615 < 1$ donc par interpolation linéaire entre les deux valeurs de $c_{pi}(0.25)$

et $c_{pi}(1)$. Par graphe RNV99 p78 ;

$$\mu_p = 0.197$$

$$C_{pi} = 0.64$$

Donc la pression statique du vent est :

❖ Parois verticales :

Zone	Qh(dan/m ²)	Cpe	cpi	Cpe - cpi	Ph(dan/m ²)
D	71.25	+0.8	+0.64	+0.16	+11.40
E	71.25	-0.3	+0.64	-0.94	-66.98
A	71.25	-1.0	+0.64	-1.64	-116.85
B	71.25	-0.8	+0.64	-1.44	-102.60

tableau II-13 : valeurs de la pression ph dans les parois verticales suivant la direction v2

Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

❖ **Versant de toiture :**

Zone	Qh(dan/m ²)	Cpe	cpi	Cpe - cpi	Ph(dan/m ²)
F	74.06	-1.1	+0.64	-1.74	-128.86
		+0.15		-0.49	-36.29
G	74.06	-0.9	+0.64	-1.54	-114.05
		+0.15		-0.49	-36.29
H	74.06	-0.375	+0.64	-1.015	-75.17
		+0.15		-0.49	-36.29
I	74.06	-0.45	+0.64	-1.09	-80.73
		0		-0.64	-47.40
J	74.06	-0.9	+0.64	-1.54	-144.05
		+0.05		-0.59	-43.69

Tableau II-14 : valeurs de la pression statique du vent dans les versants de toitures suivant ladirection v2

B : dans le cas où toutes les ouvertures sont fermées :

on a le coefficient de perméabilité $\mu_p = 0$ et le rapport $d/h = 0.61 \rightarrow C_{pi} = 0.8$

Donc la pression statique du vent est :

❖ **Parois verticales :**

Zone	Qh(dan/m ²)	Cpe	cpi	Cpe - cpi	Ph(dan/m ²)
D	71.25	+0.8	+0.8	0	0
E	71.25	-0.3	+0.8	-1.1	-78.38
A	71.25	-1.0	+0.8	-1.8	-128.25
B	71.25	-0.8	+0.8	-1.6	-114

Tableau II-15 : valeurs de la pression statique du vent dans les parois verticales Suivant la direction v2(ouvertures fermées)

Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

❖ **Versant de toiture :**

Zone	Qh(dan/m ²)	Cpe	cpi	Cpe - cpi	Ph(dan/m ²)
F	74.06	-1.1	+0.8	-1.9	-140.71
		+0.15		-0.65	-48.14
G	74.06	-0.9	+0.8	-1.7	-125.90
		+0.15		-0.65	-48.14
H	74.06	-0.375	+0.8	-0.175	-80.02
		+0.15		-0.65	-48.14
I	74.06	-0.45	+0.8	-1.25	-92.58
		0		-0.8	-59.25
J	74.06	-0.9	+0.8	-1.7	-125.90
		+0.05		-0.75	-55.55

Tableau II-16 : valeurs de la pression statique du vent dans les versants de toitures suivant la direction v2

On résume les résultats les plus défavorable dans le tableau suivant :

❖ **Parois verticales :**

Zone	Ph(dan/m ²)
D	71.96
E	-78.38
A	-128.25
B	-114
C	-92.63

Tableau II-17 : tableau recapulatif pour les parois verticales.

❖ **Versant de toiture :**

Zone	Ph (dan/m ²)
F	-161.08
G	-155.53
H	-105.54
I	-98.13
J	-125.90

Tableau II-18 : tableau recapulatif pour les versants de toiture.

5.Calcul de la force de frottement :

Les effets de frottements du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{d}{b} \geq 3 \quad \text{ou} \quad \frac{d}{h} \geq 3$$

Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

$\Rightarrow d = 36.6 \text{ m} \quad b = 24.4 \text{ m} \quad h = 15 \text{ m}$

$\frac{36.6}{24.4} = 1.5 < 3$ non vérifiée.

$\frac{36.6}{15} = 2.42 < 3$ non vérifiée.

Donc les 2 conditions ne sont pas vérifiées \Rightarrow il n'y a pas de force de frottement.

5.1.Action d'ensemble :

La résultante de la force exercée par le vent sur la structure peut être déterminée directement en utilisant l'expression : $\mathbf{R} = cd \xi (\phi \cdot A_{ref}) + \xi F_{fr}$

On a : $h = 15 \text{ m} \quad \Rightarrow cd = 1$ (RNV 2013).

D'après la nouvelle règleRNV2013 et pour des mesures de sécurité on prend $Cd \geq 1$

Cd compris entre 0.90 et 0.95

Par interpolation : $\frac{0.95 - Cd}{0.95 - 0.90} = \frac{24.4 - 12.5}{41.5 - 12.5} \rightarrow \frac{0.95 - Cd}{0.05} = 0.41 \rightarrow Cd = 0.95 \approx 1$

Le cas le plus défavorable est le cas où toutes les ouvertures sont fermées :

❖ Direction de vent v1 :

Les valeurs des forces parallèles à la direction du vent v1 et les forces verticales sur la construction sont données par les tableaux ci-après :

Zone	Rx (dan)	Rz(dan)
D	$0 \times 329.4 = 0$ \rightarrow $0 \times 18.3 = 0$	00
E	$78.38 \times 329.4 = 25818.37$ \leftarrow $78.38 \times 18.3 = 1434.35$	00
F	00	$14.884 \times \cos 12.5^\circ \uparrow$ $161.08 = 4681.37$
G	00	$29.77 \cos 12.5^\circ \times 155.53 =$ 4520.07 \uparrow
H	00	$238.144 \cos 12.5^\circ \times 105.54$ $= 24537.95$ \uparrow
I	00	$588.04 \cos 12.5^\circ \times$ $98.13 = 56336.54$ \uparrow
Ffr	00	00 \uparrow
Total	27252.72 \leftarrow	90075.93 \uparrow

Tableau II-19 : les valeurs des forces parallèles à la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction – direction du vent v1.

Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

❖ Direction du vent v2 :

Zone	R _x (dan)	R _z (dan)
D	$0 \times 490.05 = 0$	00
E	$78.38 \times 490.05 = 38410.12$	00
F	$140.71 \times 29.77 \text{tg}(12.5) = 928.60$	$928.6/\text{tg}12.5 = 4188.64$
G	$125.90 \times 29.77 \text{tg}(12.5) = 830.87$	$830.87/\text{tg}12.5 = 3747.81$
H	$80.02 \times 365.18 \text{tg}(12.5) = 6825.99$ ←	$6825.99/\text{tg}12.5 = 30790.05$
I	$92.57 \times 365.18 \text{tg}(12.5) = 7494.32$ ←	$7494.32/\text{tg}12.5 = 33804.69$ ↑
G	$125.54 \times 88.57 \text{tg}(12.5) = 2465.09$ ←	$2468.09/\text{tg}12.5 = 11119.30$ ↑
Ffr	00	00
Total	41445.81 ←	83650.49 ↑

Tableau II-20 : les valeurs des forces parallèles a la direction du vent et les forces verticales qui s'exercent sur la construction – direction du vent v2.

5.2.Calcul de la stabilité d'ensemble :

5.2.1.Vérification de la stabilité transversale :

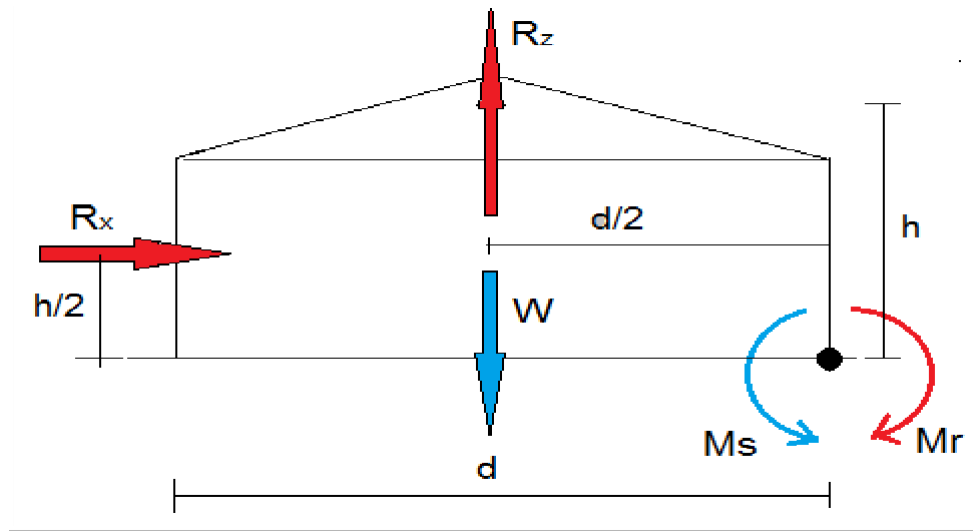


Figure II-11 : la stabilité transversale

Pour vérifier la stabilité transversale :

$$M_R \leq M_S$$

➤ Calcul du moment de renversement M_R :

$$M_R = R_X \times H/2 + R_Z \times d/2$$

Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

$$M_R = 56954.99 \times 15/2 + 83650.49 \times 24.4/2$$

$$M_R = 1447698.40 \text{ dan}$$

➤ **Calcul du moment stabilisant :**

$$M_S = w * d/2$$

W : est le poids propre de la structure.

NIVEAU	W _{Gi} (dan)
Niveau 2	66739
Niveau 1	553765
RDC	582152

Tableau II-21 : Le poids de la structure

Donc le poids total de la structure est :

$$W = 1202656 \text{ dan}$$

Donc :

$$M_S = 1202656 \times 24.4/2 = 14672403.2 \text{ dan}$$

$M_R = 1447698.40 \text{ dan} < M_S = 14672403.2 \text{ dan} \rightarrow$ la stabilité transversale est vérifiée

5.2.2. Vérification de la stabilité longitudinale :

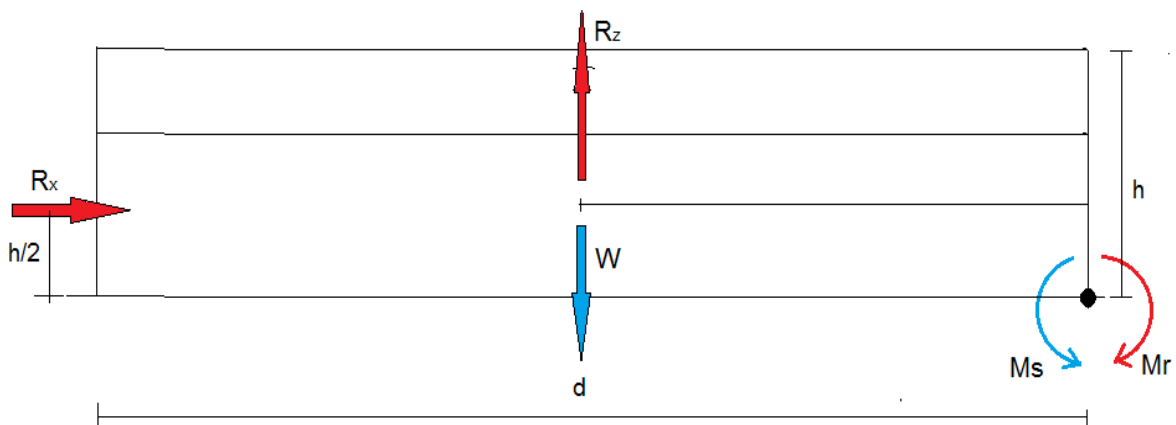


Figure II-12 : la stabilité longitudinale

Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

❖ Calcul du moment de renversement :

$$MR = RX \times d/2 + RZ \times h/2$$

$$MR = 27252.72 \times 36.6/2 + 90075.93 \times 15/2 = \mathbf{1174294.25 \text{ dan}}$$

❖ Calcul du moment stabilisant :

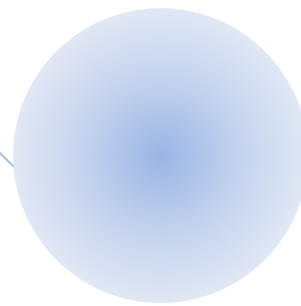
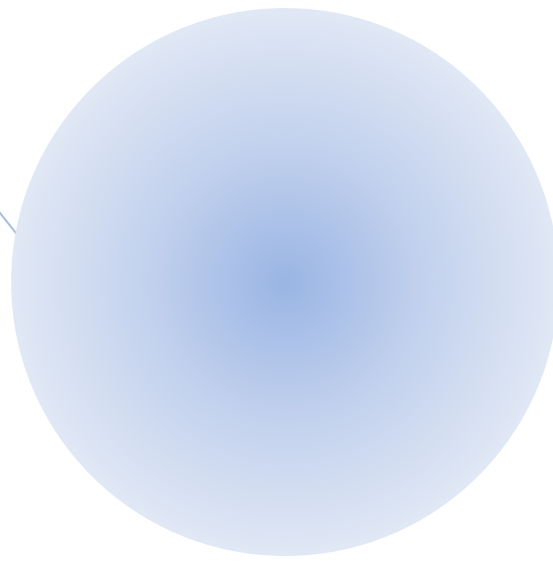
$$MS = 1202656 \times 36.6 / 2 = \mathbf{22008604.8 \text{ dan.}}$$

Donc :

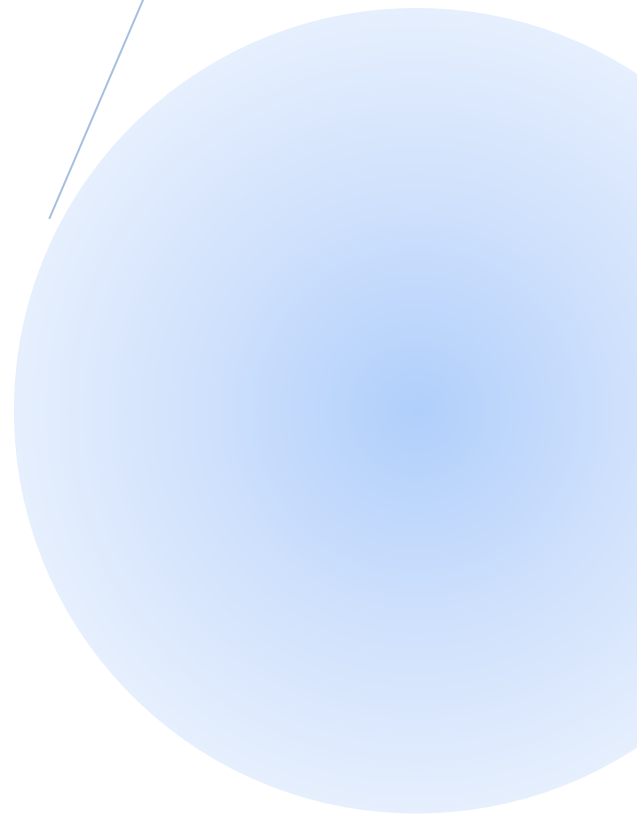
$$MR = 1174294.25 \text{ dan} < MS = 22008604.8 \text{ dan.} \quad \rightarrow \text{la stabilité longitudinale est vérifiée.}$$

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'obtenir les efforts climatiques dus au vent et à la neige, qui nous permettent, par la suite, le pré-dimensionnement des éléments composants la structure.



Chapitre III : Pré- dimensionnement des éléments secondaires



Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons traiter le calcul des éléments secondaires résistants à savoirs (les pannes, les potelets, les lisses de bardage, les liernes, et les escaliers) suivant les règlements en vigueur soumis aux différents chargements ; ce calcul nous fournira la stabilité de la structure.

Le pré-dimensionnement se fait sous la combinaison de la charge à l'état de service et sera vérifié sous la combinaison à l'Etat ultime.

I. Pannes:

Introduction :

Les pannes sont des poutres laminées généralement en I ou bien en U, destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. En outre, elles peuvent agir comme éléments comprimés en tant que partie du système de contreventement et participent à la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse.

Elles sont disposées parallèlement à la ligne du faitage dans le plan de versant, posées inclinées sur les membrures supérieures à un angle α et fixées par boulonnage à l'aide d'échantignoles.

Elles peuvent être subdivisées en trois (03) catégories :

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

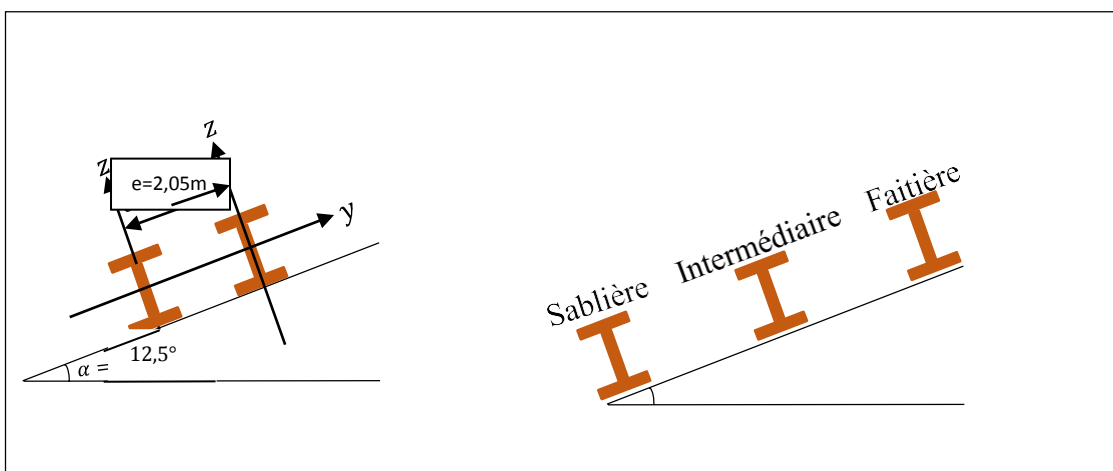


Figure III.1 : Dispositions des pannes sur la toiture et les charges appliquées

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

1. Données de calcul :

Chaque panne repose sur deux (02) appuis de distance 06 m (Portée de la panne) ; Angle d'inclinaison : $\alpha = 12,5^\circ$;

Espacement entre axes horizontale des pannes :

$$e = \frac{12,29}{6} = 2,05 \text{ m}$$

On dispose de six (06) lignes de pannes sur chaque versant de toiture.

2. Evaluation des charges et surcharges :

2.1. Charges permanentes (G) :

Poids propre de la couverture 12 Kg/m²

Poids propre des accessoires de pose 5 Kg/m²

Poids propre de la panne estimé 12 Kg/ml

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

$$G = [(12 + 5) \times 2,05 + 12]$$

$$G = 46,85 \text{ Kg/ml}$$

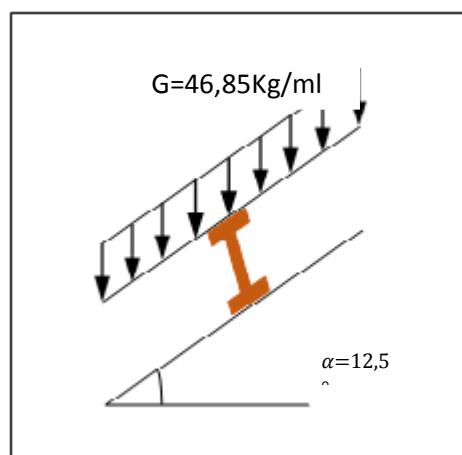


Figure III. 2 : Schéma statique des charges permanentes sur les pannes.

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

2.2.Surcharges d'entretien (E) :

D'après les Eurocodes EN 1991-1-1 et 1-3, pour les couvertures dont la pente est inférieure à 30° , on prend comme charge d'entretien une charge minimale de $0,6 \text{ KN/m}^2$ (60 Kg/m^2) de la surface de la couverture.

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

Tableau III.1 : Valeur de la charge d'entretien

Espacement entre axes horizontale des pannes :

$$e = 2.05 \cos (12.5^\circ) = 2 \text{ m}$$

$$E = q_k \times e$$

$$E = 60 \times 2,04 = 120 \text{ Kg/ml}$$

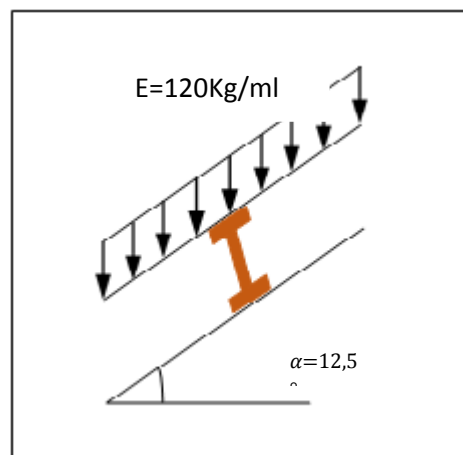


Figure III.3 : Schéma statique des charges d'entretiens sur les pannes.

2.3.Surcharges de neige (N) :

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

$$N = S \times e$$

$$N = 16.72(2.05)$$

$$N = 27,20 \text{ Kg/ml}$$

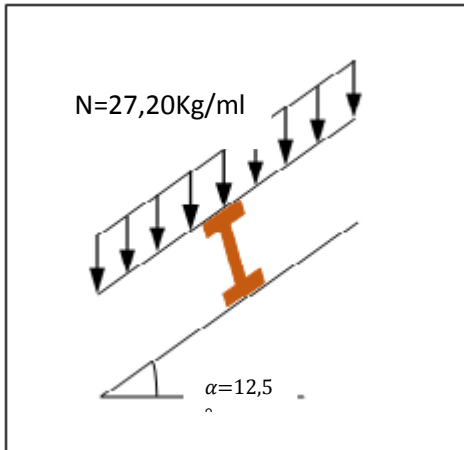


Figure III. 4 : Schéma statique des surcharges de neige N sur les pannes.

2.4. Surcharges du vent (V) :

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent

(zone F : vent de soulèvement)

$$V = 161,08 \text{ daN/m}^2 = 161,08 \text{ Kg/m}^2$$

$$V = 161,08 \times e$$

$$V = 161,08 (2,05)$$

$$V = 330,21 \text{ Kg/ml}$$

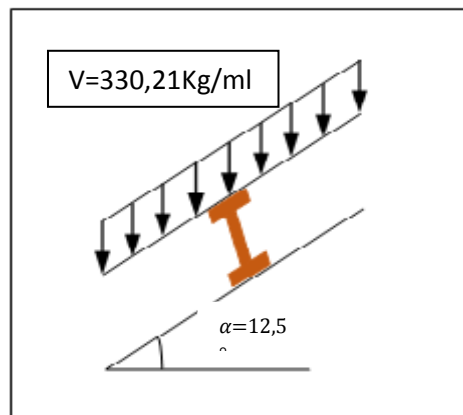


Figure III. 5 : Schéma statique des surcharges du vent V sur les pannes .

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

3. Combinaisons des charges les plus défavorables :

3.1. Actions vers le bas ↓ :

$$Q_{sd1} = 1,35G + 1,5E = (1,35 \times 46,85) + (1,5 \times 120)$$

$$Q_{sd1} = 243,25 \text{ Kg/ml}$$

$$Q_{sd2} = 1,35G + 1,5N = (1,35 \times 46,85) + (1,5 \times 27,20)$$

$$Q_{sd2} = 104,05 \text{ Kg/ml}$$

3.2. Actions vers le haut ↑ :

$$Q_z = G \cos \alpha - 1,5V = 46,85 \cos (12,5) - 1,5(-330,21)$$

$$Q_{z,sd} = 541,05 \text{ Kg/ml} \uparrow$$

$$Q_y = 1,35G \sin \alpha = 1,35 \times 46,85 \sin (12,5)$$

$$Q_{y,sd} = 13,69 \text{ Kg/ml} \leftarrow$$

Remarque :

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

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

4.1. Vérification à la résistance en section :

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

G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)
22,4	200	100	159	5,6	8,5	12
I_y (cm ⁴)	W_{ply} (cm ³)	A (cm ²)	I_z (cm ⁴)	W_{plz} (cm ⁴)	A_{vz} (cm ²)	i_z (cm)
1 943	221	28,5	142	44,6	14	2,24

Tableau III.2 : Les caractéristiques du profilé IPE 200.

Remarque :

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

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

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

$$G = [(P_{couverture} + P_{accessoires}) e + P_{panne}] = 57,25 \text{ Kg/ml}$$

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

Action vers le bas :

$$Q_{sd} = 243.25 \text{ Kg/ml} \downarrow$$

Action vers le haut:

$$Q_{z,sd} = 541.05 \text{ Kg/ml} \uparrow$$

$$Q_{y,sd} = 13.69 \text{ Kg/ml} \leftarrow$$

4.2. Vérification à la flexion :

Les pannes travaillent à la flexion déviée. Pour ce cas de flexion travaillant suivant les deux axes (Y – Y et Z – Z).

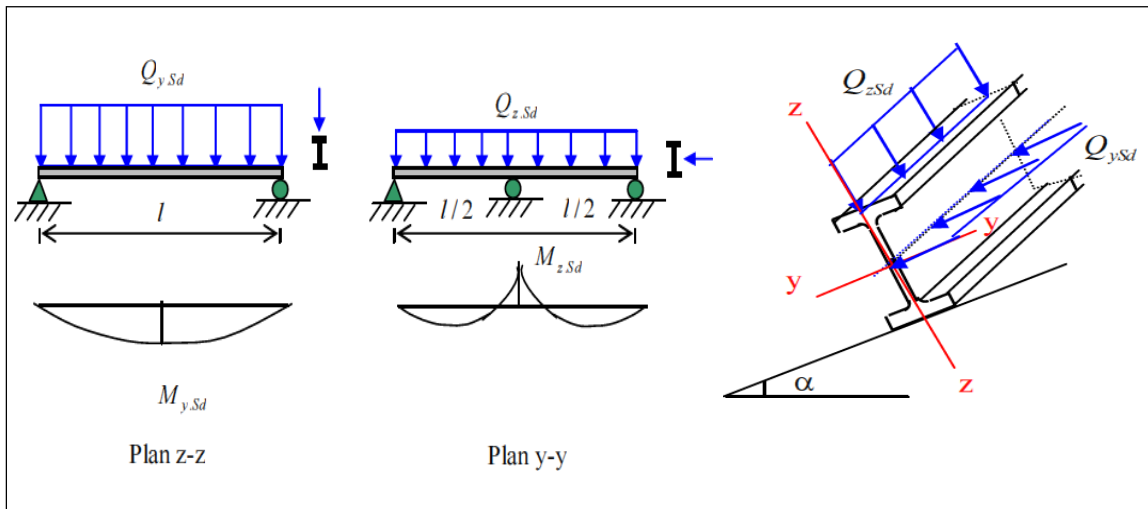


Figure III.6 : Panne de toiture sous la flexion.

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

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

$$\alpha = 2 ; \beta = 1 \quad \rightarrow \quad \text{Pour les sections en I et H :}$$

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

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

$M_{ply,rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe Y – Y ;

$M_{plz,rd}$: Moment fléchissant de résistance plastique suivant l'axe Z – Z.

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

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

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

$$Q_{sd} = (Q_{sd1}; Q_{sd2}) = 541.05 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = 541.05 \cos (12,5) = 528.22 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 541.05 \sin (12,5) = 116.89 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{528.22 \times 6^2}{8} = 2376.99 \text{ daN/m} \Rightarrow \text{sur deux appuis}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{116.89 \times 3^2}{8} = 131.50 \text{ daN/m} \Rightarrow \text{sur trois appuis}$$

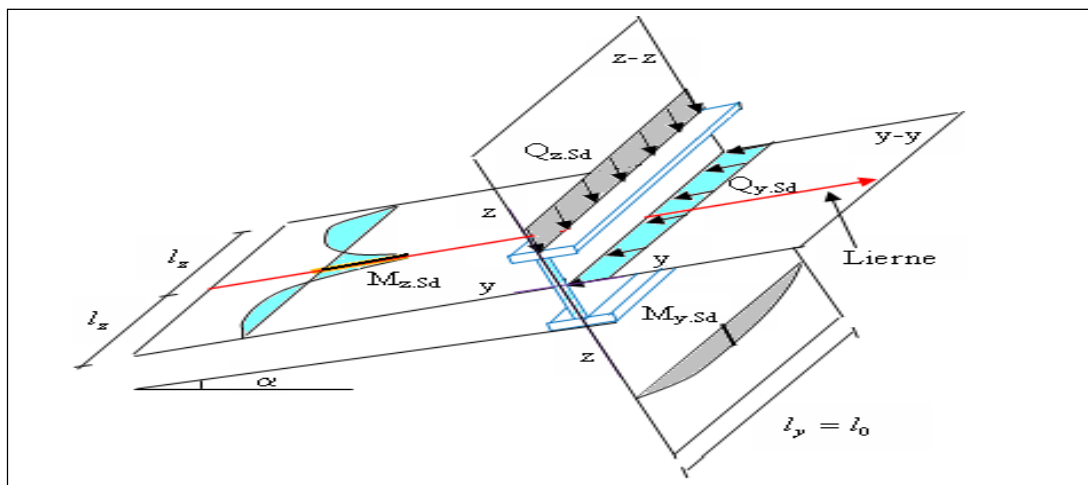


Figure III.7 : Panne de toiture et les différents plans de chargement.

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{221 \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = 4721,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{44,6 \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = 952,82 \text{ daN.m}$$

Avec :

$f_y = 235 \text{ Mpa} = 2350 \text{ daN/cm}^2 = 235 \cdot 10^5 \text{ daN/m}^2$ Limite d'élasticité du matériau (S235)

W_{ply} : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe Y – Y ;

W_{plz} : Module de résistance plastique de la section suivant l'axe Z – Z .

Donc :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta = \left[\frac{2376.99}{4721,36} \right]^2 + \left[\frac{131.50}{952,82} \right] = 0.4 \leq 1,0 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

4.3. Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par la formule (Eurocode 3) suivante :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,rd} \Leftrightarrow \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{2} \leq \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{2} = \frac{541.05 \times 6^2}{2} = 9738.90 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{14 \times 10^{-4} \times (235 / \sqrt{3}) \times 10^5}{1.1} = 17268,02 \text{ daN}$$

Donc :

$$V_{z,sd} = 9738.90 \text{ daN} \leq V_{plz,rd} = 17268,02 \text{ daN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond V_{y,sd} \leq V_{ply,rd} \Leftrightarrow 0,625 \times Q_{y,sd} \frac{l}{2} \leq \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{y,sd} = 0,625 \times 104.05 \times \frac{6}{2} = 195.47 \text{ daN}$$

$$V_{ply,rd} = \frac{15,4 \times 10^{-4} \times 10^5 \times (235 / \sqrt{3})}{1.1} = 18994,82 \text{ daN}$$

Donc :

$$V_{y,sd} = 195.47 \text{ daN} \leq V_{ply,rd} = 18994,82 \text{ daN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

4.4. Vérification au déversement :

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

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

La semelle supérieure :

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

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

La semelle inférieure :

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

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

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

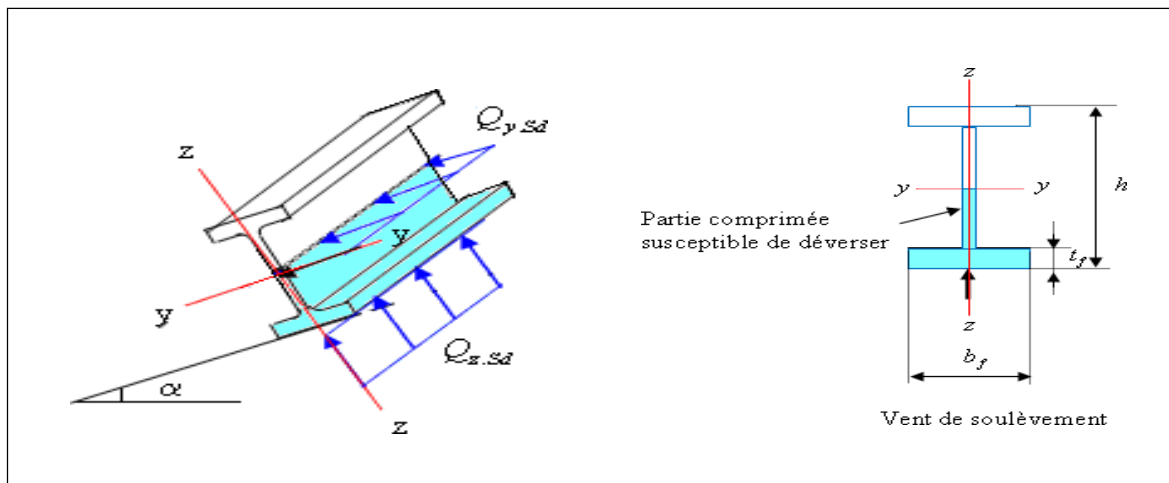


Figure III.9 : Déversement d'une poutre de toiture.

Vérification de la semelle inférieure comprimée au déversement : Action vers le haut :

$$Q_{z, sd} = 541.05 \text{ dan/ml } \uparrow$$

$$Q_{y, sd} = 13.69 \text{ dan/ml } \leftarrow$$

$$M_{y, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{8} = \frac{541.05 \times 6^2}{8} = 2434.72 \text{ daN/m}$$

$$M_{z, sd} = \frac{Q_{y, sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{13.64 \times 3^2}{8} = 15.35 \text{ daN/m}$$

$$M_{ply, rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{221 \times 235 \times 10^5}{1,1} = 4721,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz, rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{44,6 \times 235 \times 10^5}{1,1} = 952,82 \text{ daN.m}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

4.5. Calcul du moment résistant au déversement $M_{b,rd}$:

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_y \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$W_y = W_{ply}$: Section de classes 1 et 2

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \times M_{ply},$$

Avec :

$M_{b,rd}$: Le moment résistant de déversement ;

χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le déversement.

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

Le coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} est déterminé dans les tableaux de χ (Eurocode 3) en fonction de l'élancement réduit $\tilde{\lambda}_{LT}$ et de la courbe du flambement approprié.

❖ Calcul de l'élancement réduit $\tilde{\lambda}_{LT}$:

$$\tilde{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

Avec :

$\beta = 1$: Pour les sections transversales de classe 1 et 2 ;

M_{cr} : Le moment critique élastique de déversement.

❖ Calcul du moment critique élastique de déversement M_{cr} :

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

Avec :

$I_t = 6,98 \text{ cm}^4$: Moment d'inertie de torsion ;

$I_w = 13.10^3 \text{ cm}^6$: Facteur de gauchissement ;

$L = 6 \text{ m}$: Longueur de flambement latérale I_z ;

$G = 22,4.10^3 \text{ KN/cm}^2$: Le module d'élasticité transversale de l'acier ;

C_1 : Facteur sans dimension qui dépend de la nature du diagramme des moments.

Puisque les charges sont uniformément réparties donc : $C_1 = 1,132$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 142}{600^2} \sqrt{\frac{13 \times 10^3}{142} + \frac{600^2 \times 22,4 \times 10^3 \times 6,98}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 142}}$$

$$M_{cr} = 4140,70 \text{ KN.cm} = 41,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = 4140,40 \text{ daN.m}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{221 \times 10^{-6} \times 23510^5}{4140,70}} = 1,12$$

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 \leq 2 \quad \rightarrow \text{Courbe de flambement a} \quad (\text{voir annexe 7})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Courbe de flambement a} \\ \lambda_{LT} = 1,12 \end{array} \right. \Rightarrow \chi_{LT} = 0,5824$$

$$M_{b,rd} = 0,5824 \times 4721,36 = 2749,72 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} = \frac{2434,72}{2749,72} + \frac{15,35}{952,82} = 0,90 < 1,0 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

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

5.1 Vérification de la flèche :

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

Les différentes combinaisons de charges à l'ELS

$$Q_{sd1} = G \cos \alpha + E = 57,25 \cos (12,5) + 120 = \mathbf{175,89 \text{ Kg/ml} \rightarrow}$$

$$Q_{sd2} = G \cos \alpha + N = 57,25 \cos (12,5) + 27,20 = \mathbf{83,09 \text{ Kg/ml} \downarrow}$$

$$Q_{sd3} = G \cos \alpha - V = 57,25 \cos (12,5) - 541,05 = \mathbf{-485,16 \text{ Kg/ml} \uparrow}$$

On retient la combinaison la plus défavorable :

$$Q_{sd} = \max (Q_{sd1}, Q_{sd2}, Q_{sd3}) = \mathbf{485,16 \text{ Kg/ml} \uparrow}$$

$$Q_{z,sd} = \mathbf{485,16 \text{ Kg/ml}}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 485.16 \sin (12,5) = 105.01 \text{ Kg/ml}$$

❖ Condition de vérification :

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

$$f \leq f_{adm}$$

Avec :

f : Flèche de la barre ;

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

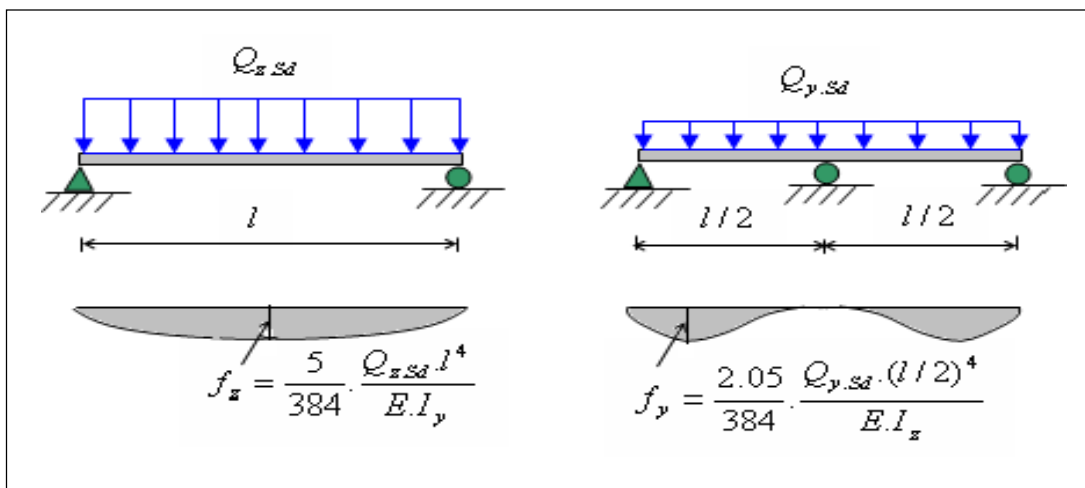


Figure III.10 : Vérification de la flèche.

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

$$f_z \leq f_{adm}$$

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

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{Q_{z,sd} l^4}{E I_y} = \frac{5}{384} \frac{485.16 \times 10^{-2} (600)^4}{2,1 \times 10^6 \times 1943} = 2.01 \text{ cm}$$

$$f_z = 2.01 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Flèche verticale suivant (Y – Y) sur trois appuis :

$$f_y \leq f_{adm}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

$$f_{adm} = \frac{600/2}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \frac{Qy, sd \left(\frac{l}{2}\right)^4}{E I_z} = \frac{2,05}{384} \frac{105.01 \times 10^{-2} (300)^4}{2,1 \times 10^6 \times 142} \\ = 0,15 \text{ cm}$$

$$f_y = 0,15 \text{ cm} < f_{adm} = 1,50 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

Conclusion :

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

II. Etudes des lisses de bardage :

1. Vérification de la lisse du Long Pan :

Introduction :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profils minces pliés, qui ont pour fonction de supporter les couvertures de façades verticales et les charges s'appliquent sur ces bardages, disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

1. Données :

Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée $L = 6,00 \text{ m}$;

L'entre axe des lisses pour le RDC $e = \frac{6-1,1}{3} = 1,63 \text{ m}$

pour le 1^{ère} étage : $e = 1,33 \text{ m}$; pour le 2^{ème} étage , $e = 1,17 \text{ m}$

On dispose de neuf (09) lignes de lisses sur chaque paroi et chaque lisse repose sur 2 appuis ;

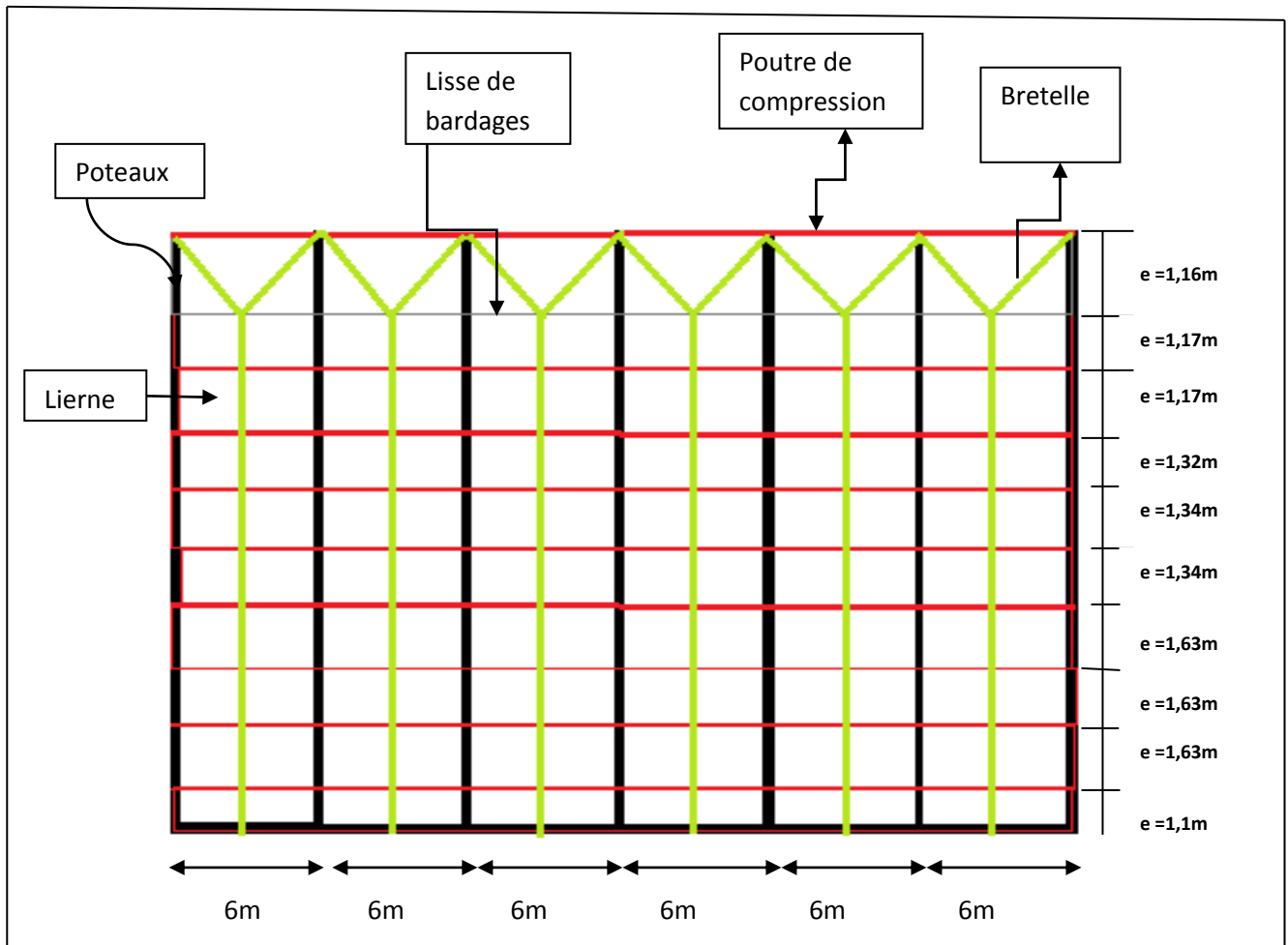


Figure III.11 : Dispositions des lisses et des liernes sur le long pan.

2. Evaluation des charges et surcharges :

2.1. Charges permanentes (G) :

Poids propre de la lisse et du bardage qui lui revient. Charges accrochées éventuelles.

Poids propre du bardage 12 Kg/m²

Poids propre des accessoires de pose 5 Kg/m²

Poids propre des isolants 5 Kg/m²

Poids propre de la lisse (IPE 200) 22,4 Kg/ml

$$G = [(P_{bardage} + P_{accessoires}) \times e + P_{lisse}]$$

$$G = [(12 + 5 + 5) \times 1,63 + 22,4]$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

$$G = 58,26 \text{ Kg/ml}$$

2.2. Surcharges du vent (V) :

Pour dimensionner, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable de la pression de vent exercée sur le long-pan et celle sur le pignon.

$$V = -128,25 \text{ daN/ml} \quad \rightarrow \text{Long Pan}$$

$$V = 128,25 \times e$$

$$V = 128,25 \times 1,63$$

$$V = 209,05 \text{ daN/ml}$$

3. Combinaison de charges :

Cas d'une seule charge variable : $1,35G$; $1,5V$

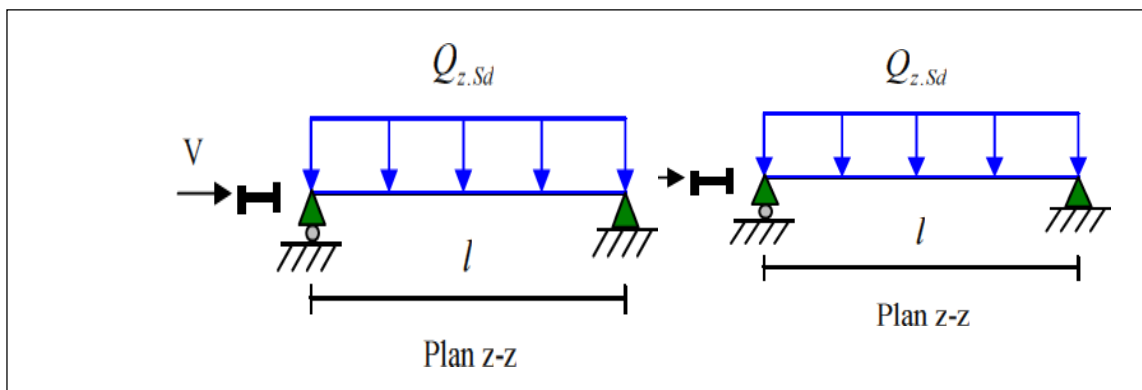


Figure III.12 : La répartition des charges sur les lisses du long pan.

$$Q_{y,sd} = 1,35G = 1,35(58,26) = 78,65 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = 1,5V = 1,5(209,05) = 313,58 \text{ daN/ml}$$

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

Par tâtonnement on choisit le profilé suivant : IPE 200

G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (cm ²)
22,4	200	100	159	5,6	8,5	28,5
I_y (cm ⁴)	W_{ply} (cm ³)	A_{vy} (cm ²)	I_z (cm ⁴)	W_{plz} (cm ⁴)	A_{vz} (cm ²)	i_z (cm)
1 943	221	15,4	142	44,6	14	2,24

Tableau III.3 : Les caractéristiques du profilé IPE 200.

La section **IPE 200** est de **classe 1**, capable de développer un moment plastique.

$$G = [(P_{bardage} + P_{accessoires}) \times e + P_{lisse}] = 58,26 \text{ Kg/ml}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

$$Q_{y,sd} = 1,35G = 1,35(58,26) = 78,65 \text{ daN/ml}$$

4.1. Vérification à la flexion bi-axiale :

La lisse travaille à la flexion bi-axiale dans les deux (02) plans, et la formule de vérification est donnée comme suit :

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

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{313,58 \times 6^2}{8} = 1411,11 \text{ daN/m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times (l)^2}{8} = \frac{78,65 \times 6^2}{8} = 353,93 \text{ daN/m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma m_0} = \frac{221 \times 235 \times 10^5}{1,1} = 4721,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma m_0} = \frac{44,6 \times 235 \times 10^5}{1,1} = 952,82 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta = \left[\frac{1411,11}{4721,36} \right]^2 + \left[\frac{353,93}{952,82} \right] = 0,46 \leq 1,0 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

4.2. Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$\diamond V_{z,sd} \leq V_{plz,rd} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{2} \leq \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma m_0}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{2} = \frac{313,58 \times 6}{2} = 940,74 \text{ daN}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{14 \times 10^{-4} \times (235 / \sqrt{3}) \times 10^5}{1,1} = 17268,02 \text{ daN}$$

Donc :

$$V_{z,sd} = 940,74 \text{ daN} \leq V_{plz,rd} = 17268,02 \text{ daN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond V_{y,sd} \leq V_{ply,rd} \quad \Leftrightarrow \quad 0,625 \times Q_{y,sd} \frac{l}{2} \leq \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma m_0}$$

$$V_{y,sd} = 0,625 \times 78,65 \times 6 = 294,94 \text{ daN}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

$$V_{ply,rd} = \frac{15,4 \times 10^{-4} 10^5 (235/\sqrt{3})}{1,1} = 18994,82 \text{ daN}$$

Donc :

$$V_{y,sd} = 294,94 \text{ daN} \leq V_{ply,rd} = 18994,82 \text{ daN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

4.3. Vérification aux instabilités :

Déversement = flambement latéral de la partie comprimée + rotation de la section transversale

La formule de vérification au déversement est donnée par la formule suivante :

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

- $M_{y,sd} = 1411,11 \text{ daN.m}$
- $M_{z,sd} = 353,93 \text{ daN.m}$
- $M_{ply,rd} = 4721,36 \text{ daN.m}$
- $M_{plz,rd} = 952,82 \text{ daN.m}$

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_b = \chi_{LT} \times M_{ply}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 142}{600^2} \sqrt{\frac{13 \times 10^3}{142} + \frac{600^2 \times 22,4 \times 10^3 \times 6,98}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 142}}$$

$$M_{cr} = 4140,70 \text{ KN.cm} = 41,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = 4140,40 \text{ daN.m}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{221 \times 10^{-6} 235 10^5}{4140,70}} = 1,12$$

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 \leq 2 \rightarrow \text{Courbe de flambement a} \quad (\text{voir annexe 7})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Courbe de flambement a} \\ \lambda_{LT} = 1,12 \end{array} \right. \Rightarrow \chi_{LT} = 0,5824$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

$$M_{b,rd} = 0,5824 \times 4721,36 = 2749,72 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} = \frac{1411,11}{2749,72} + \frac{353,93}{952,82} = 0,88 < 1,0 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé choisi **IPE 200** est vérifié au déversement.

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

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

5.1. Vérification à la flèche :

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

La combinaison de charges à l'ELS

$$Q_{z,sd} = V = 128,25 \text{ Kg/ml}$$

$$Q_{y,sd} = G = 58,26 \text{ Kg/ml}$$

❖ Condition de vérification :

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

$$f \leq f_{adm}$$

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

$$f_z \leq f_{adm}$$

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

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{Q_{z,sd} l^4}{E I_y} = \frac{5}{384} \frac{128,25 \times 10^{-2} (600)^4}{2,1 \times 10^6 \times 1943} = 0,53 \text{ cm}$$

$$f_z = 0,53 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

$$f_y \leq f_{adm}$$

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

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

$$f_y = \frac{2,05}{384} \frac{Q_{y, sd} (l)^4}{E I_z} = \frac{2,05}{384} \frac{58,26 \times 10^{-2} (600)^4}{2,1 \times 10^6 \times 142} = 1,35 \text{ cm}$$

$$f_y = 1,35 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La lisse de bardage en **IPE 200** est vérifiée à la sécurité.

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

Conclusion :

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

2. Vérification de la lisse du Pignon :

On fera le calcul de dimensionnement des lisses de bardages pour une portée de 6,1 m avec potelet intermédiaire « Travée poteau-potelet », comme montré sur la figure III.14.

Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée $L = 6,1 \text{ m}$;

L'entre axe des lisses $e = 1,63 \text{ m}$ pour le RDC ; Nombre des lisses pour chaque paroi $n = 10$.

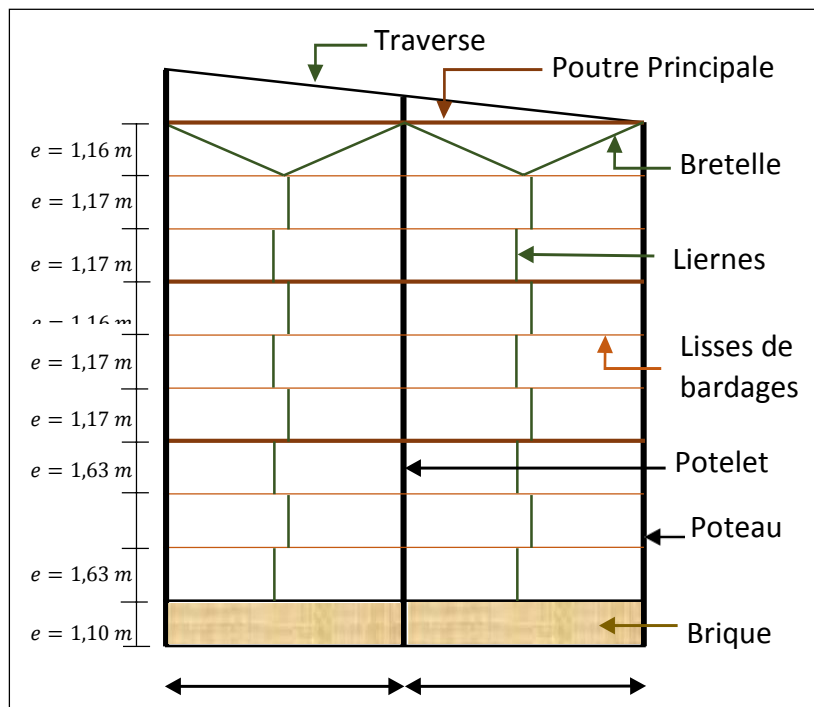


Figure III.13 : Dispositions des lisses et des liernes sur le pignon.

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

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

On a choisi le profilé IPE 180

G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (cm ²)
18,8	180	91	146	5,3	8,0	23,9
I_y (cm ⁴)	W_{ply} (cm ³)	A_{vy} (cm ²)	I_z (cm ⁴)	W_{plz} (cm ⁴)	A_{vz} (cm ²)	i_z (cm)
1 317	166	15,3	101	34,6	11,3	2,05

Tableau III.4 : Les caractéristiques du profilé IPE 180

La section **IPE 180** est de **classe 1**, capable de développer un moment plastique.

$$G = [(P_{bardage} + P_{accessoires}) \times e + P_{lisse}] = 54,66 \text{ Kg/ml}$$

$$Q_{y,sd} = 1,35G = 1,35(54,66) = 73,79 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = 1,5V = 1,5 \times 128,25 = 192,38 \text{ daN/m}$$

1.2. Vérification à la flexion bi-axiale :

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{192,38 \times 6,1^2}{8} = 894,78 \text{ daN/m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times l^2}{8} = \frac{73,79 \times 6,1^2}{8} = 343,22 \text{ daN/m} \Rightarrow \text{sur deux appuis}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166 \times 235 \times 10^5}{1,1} = 3546,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{34,6 \times 235 \times 10^5}{1,1} = 739,18 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \right]^\beta = \left[\frac{894,78}{3546,36} \right]^2 + \left[\frac{343,22}{739,18} \right] = 0,52 \leq 1,0 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

1.3. Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par la formule (Eurocode 3) suivante :

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

$$\diamond V_{z, sd} \leq V_{plz, rd} \Leftrightarrow \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{2} \leq \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{z, sd} = \frac{Q_{z, sd} \times l^2}{2} = \frac{192,38 \times 6,1^2}{2} = 586,76 \text{ daN}$$

$$V_{plz, rd} = \frac{11,3 \times 10^{-4} \times (235 / \sqrt{3}) \times 10^5}{1,1} = 13937,76 \text{ daN}$$

Donc :

$$V_{z, sd} = 586,76 \text{ daN} \leq V_{plz, rd} = 13937,76 \text{ daN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond V_{y, sd} \leq V_{ply, rd} \Leftrightarrow 0,625 \times Q_{y, sd} \frac{l}{2} \leq \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{y, sd} = 0,625 \times 73,79 \times \frac{6,1}{2} = 140,66 \text{ daN}$$

$$V_{ply, rd} = \frac{12,7 \times 10^{-4} \times 10^5 \times (235 / \sqrt{3})}{1,1} = 15664,56 \text{ daN}$$

Donc :

$$V_{y, sd} = 140,66 \text{ daN} \leq V_{ply, rd} = 15664,56 \text{ daN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

1.4. Vérification aux instabilités :

Déversement = flambement latéral de la partie comprimée + rotation de la section transversale

La formule de vérification au déversement est donnée par la formule suivante :

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

- $M_{y, sd} = 894,78 \text{ daN/m}$
- $M_{z, sd} = 343,22 \text{ daN/m}$
- $M_{ply, rd} = 3546,36 \text{ daN.m}$
- $M_{plz, rd} = 739,18 \text{ daN.m}$

$$M_{b, rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{b, rd} = \chi_{LT} \times M_{ply, rd}$$

$$\chi_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

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

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 101}{610^2} \sqrt{\frac{7,43 \times 10^3}{101} + \frac{610^2 \times 18,8 \times 10^3 \times 4,79}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^4 \times 101}}$$

$$M_{cr} = 2604,42 \text{ daN.m}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{166 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^5}{2604,42}} = 1,22$$

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{100} = 2 \leq 2 \quad \rightarrow \text{Courbe de flambement a} \quad (\text{voir annexe 7})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Courbe de flambement a} \\ \lambda_{LT} = 1,22 \end{array} \right. \Rightarrow \chi_{LT} = 0,5175$$

$$M_{b,rd} = 0,5175 \times 3546,36 = 1835,24 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,rd}} + \frac{M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} = \frac{894,78}{1835,24} + \frac{343,22}{739,18} = 0,95 < 1,0 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé choisi **IPE 180** est vérifié au déversement.

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

2.1. Vérification à la flèche :

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

La combinaison de charges à l'ELS

$$Q_{z,sd} = V = 128,25 \text{ Kg/ml}$$

$$Q_{y,sd} = G = 55,66 \text{ Kg/ml}$$

❖ Condition de vérification :

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

$$f \leq f_{adm}$$

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

$$f_z \leq f_{adm}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

$$f_{adm} = \frac{610}{200} = 3,05 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{Qz, sd l^4}{E I_y} = \frac{5}{384} \frac{192,38 \times 10^{-2} (610)^4}{2,1 \times 10^6 \times 1317} = 1,25 \text{ cm}$$

$$f_z = 1,25 \text{ cm} < f_{adm} = 3,05 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Flèche verticale suivant (Y – Y) sur trois appuis :

$$f_y \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{610}{200} = 3.05 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \frac{Qy, sd (l)^4}{E I_z} = \frac{2,05}{384} \frac{55,66 \times 10^{-2} (610)^4}{2,1 \times 10^6 \times 101} = 1.94 \text{ cm}$$

$$f_y = 1.94 \text{ cm} < f_{adm} = 3.05 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La lisse de bardage en **IPE 180** est vérifiée à la sécurité

Conclusion :

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

Après avoir pré-dimensionné la lisse de bardage, et pour des raisons économiques, on adopte (**IPE 180**) repose sur deux appuis « poteau- potelet » pour une travée de 6.1 m.

III. Etude des liernes :

Introduction :

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

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

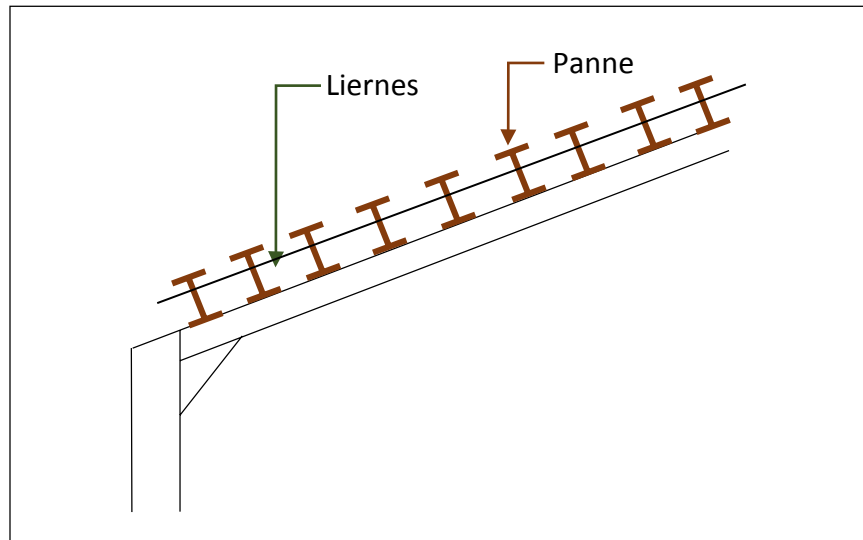


Figure III.14 : Dispositions des liernes sur la toiture.

1. Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes :

1.1. Calcul l'effort de traction dans les liernes :

La réaction au niveau du lierne :

$$G = 57.25 \text{ Kg/ml}$$

$$V = 161.08 \text{ Kg/ml}$$

La Réaction R au niveau du lierne :

$$Q_{y,sd} = 541.05 \sin 12.5 = \mathbf{117.10 \text{ Kg/ml}}$$

$$R = 1.25Q_{y,sd} \times l/2 = 1.25 \times 117.10 \times 6/2 = \mathbf{439.13 \text{ Kg/ml}}$$

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

$$T_1 = R/2 = 439.13/2 = \mathbf{219.56 \text{ dan}}$$

Effort de traction dans les tronçons L_2, L_n :

$$T_n = R + T_{n-1}$$

$$T_2 = R + T_1 = 439.13 + 219.56 = \mathbf{658.69 \text{ dan}}$$

$$T_3 = R + T_2 = 439.13 + 658.69 = \mathbf{1097.82 \text{ dan}}$$

$$T_4 = R + T_3 = 439.13 + 1097.82 = \mathbf{1536.95 \text{ dan}}$$

$$T_5 = R + T_4 = 439.13 + 1536.95 = \mathbf{1976.08 \text{ dan}}$$

Effort dans les diagonales L_6

$$2T_6 \sin \theta = T_5$$

$$\theta = \arcsin \frac{T_5}{2T_6} = \arcsin \frac{1976.08}{2 \times 117.10 \times 6} = \mathbf{34.35^\circ}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

$$T6 = \frac{T5}{2\sin\theta} = \frac{1976.08}{2\sin 34.35^\circ} = 1751.08 \text{ dan}$$

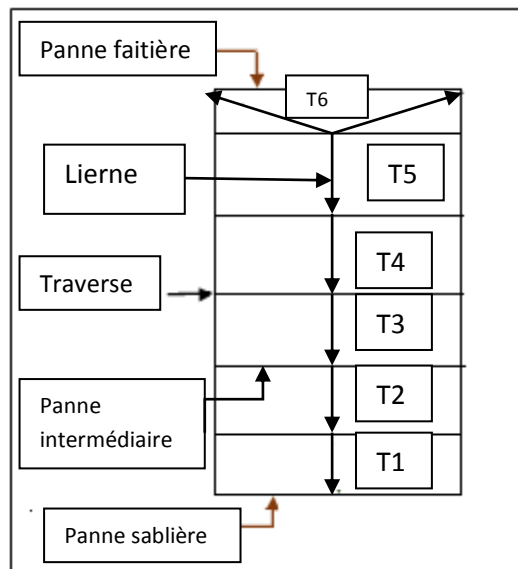


Figure III. 15 : Efforts dans les liernes de toiture.

1.2.Déterminer le diamètre des liernes

Traction simple :

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd}$$

Le tronçon le plus sollicité est L_5 d'où :

$$T_5 = N_{sd} = 1976.08 \text{ daN}$$

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{1976.08 \times 1.1}{2350} \rightarrow A = 0.92 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{\pi \theta^2}{4} \rightarrow \theta = \sqrt{\frac{4 \times 0.27}{\pi}} = 0.92 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre $\theta = 9.2 \text{ mm}$

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

Conclusion :

Elements	Diamètre	G (Kg/m)	d (mm)	A (cm ²)
Liernes toiture	R 10	0,617	10	0,785

Tableau III.5 : Les caractéristiques de la barre ronde utilisée.

IV. Etude des échantignoles :

Introduction :

L'échantignolle est un dispositif de fixation qui permet de fixer les pannes sur les fermes ou les traverses de portiques, elles sont fixées soit par boulonnage soit par soudage, les pannes sont attachées aux échantignolles par boulonnage.

Les échantignoles s'opposent aux charges tangentielles dues aux poids des charges permanentes et de neige. Elle s'oppose aussi à l'action de soulèvement due au vent.

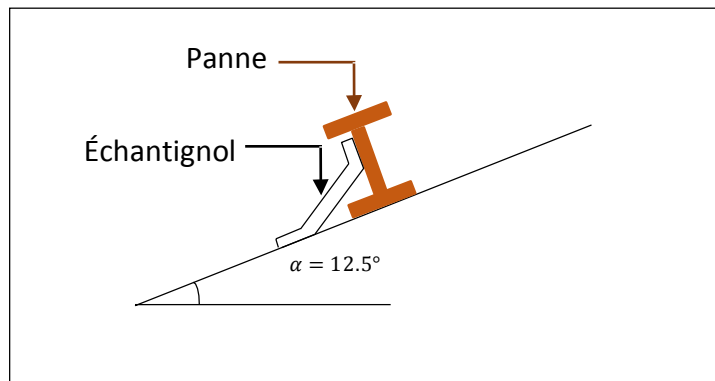


Figure III.16 : Disposition de l'échantignole.

1. Calcul des charges revenant à l'échantignole :

Effort de soulèvement

$$Q_z = G \cos \alpha - 1,5V = 57.25 \cos 12.5 - 1.5 (161.08) = -185.72 \text{ dan/ml}$$

Effort suivant le rampant

$$Q_y = 1,35G \sin \alpha = 1,35 \times 57.25 \sin 12.5 = 16.73 \text{ dan/ml}$$

L'excentrement (e) est limité par la condition suivant :

$$2 \left(\frac{b}{2}\right) \leq e \leq 3 \left(\frac{b}{2}\right)$$

Pour l'IPE 180, on a :

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$2 \left(\frac{10}{2}\right) \leq e \leq 3 \left(\frac{10}{2}\right) \rightarrow 10 \leq e \leq 15 \rightarrow e = 13 \text{ cm}$$

Sous la combinaison : $G \cos \alpha - 1,5V$:

- **Echantignolle de rive :**

$$R_z = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{185.72 \times 6}{2} = 557.16 \text{ dan}$$

$$R_y = \frac{Q_{y,sd} \times l}{2} = \frac{16.73 \times 6}{2} = 50.18 \text{ dan}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

- Echantignolle intermédiaire :

$$R_z = 2R_z = 2(557.16) = 1114.32 \text{ dan}$$

$$R_y = 2R_y = 2(50.18) = 100.36 \text{ dan}$$

2. Moment de renversement :

$$M_r = (R_z \times e) + (R_y \times h/2) = (1114.32 \times 13) + (100.36 \times 6/2)$$

$$M_r = 14787.24 \text{ dan.cm} = 147.87 \text{ dan.m}$$

3. Dimensionnement de l'échantignolle :

Généralement les échantignolles sont des éléments formés à froid ainsi la classe de section est au moins une classe 03.

Selon l'Eurocode 03 la section transversale travaillant en flexion simple doit satisfaire la formule suivante :

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

Avec :

$$M_r = M_{sd} ; \text{ Le moment sollicitant ;}$$

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}} ; \text{ le moment de résistance élastique de la section ;}$$

4. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

$$W_{el,y} \geq \frac{M_r \times \gamma_{M0}}{f_y} \rightarrow W_{el,y} \geq \frac{147.87 \times 1.1 \times 10^2}{2350} \rightarrow W_{el,y} \geq 6.92$$

Pour une section rectangulaire :

$$W_{el,y} = \frac{b \times e^2}{6}$$

La largeur de l'échantignolle « b » est prise après avoir dimensionné la traverse (IPE 500). Donc est prise en fonction de la largeur de la semelle du portique sur laquelle va être soudée l'échantignolle $b = 200 \text{ mm}$

$$e = \sqrt{\frac{W_{el,y} \times 6}{b}} = \sqrt{\frac{6.92 \times 6}{20}} = 1.44 \text{ cm} = 14.4 \text{ mm}$$

Conclusion :

On adopte une échantignolle de **16 mm** d'épaisseur.

V. Les escaliers :

Introduction :

L'escalier est une construction permettant aux personnes de se déplacer d'un étage à un autre, grâce à une suite de marches. Dérivé de l'échelle au niveau étymologique, sa différence avec elle est d'être fixe.

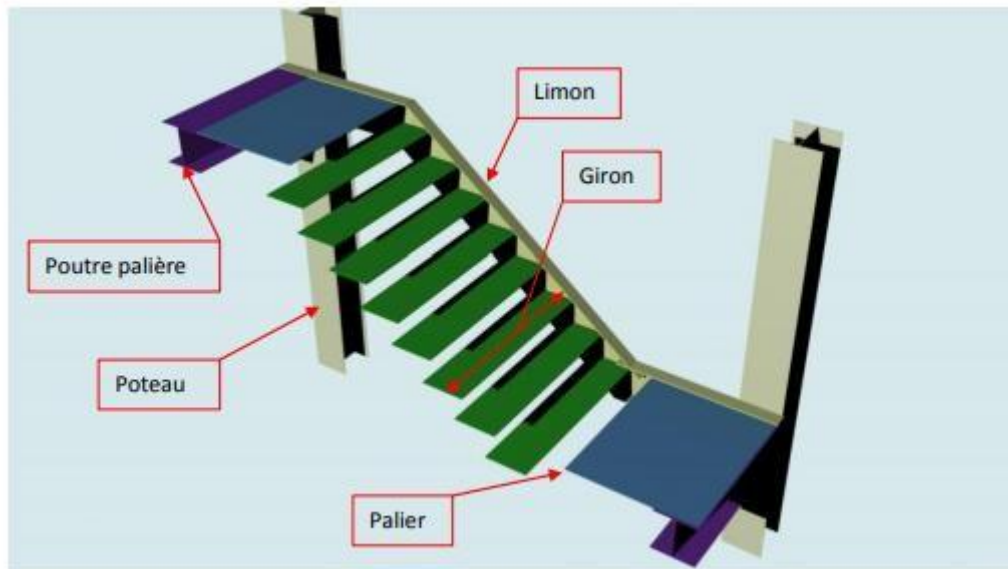


Figure III.17: vue d'un escalier

Palier : est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.

Volée : est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

Limon : est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer en U dont l'âme sera verticale.

Garde-corps : Il est utilisé pour assurer la sécurité.

Giron : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

1.Choix de dimensions :

Le choix des dimensions se fait selon la formule de BLANDEL :

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 66 \text{ cm}$$

avec :

$$n = \frac{H}{h}$$

h : Varie de 14 cm à 20 cm

g : Varie de 22 cm à 30 cm

1.1. Escalier de rez-chaussée :

Pour $H=6$ m, nous allons prendre $\begin{cases} g = 30 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \end{cases}$

$$n = \frac{600}{17} = 35,29 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad n = 35 \text{ contremarches}$$

$$\frac{n}{3} = \frac{35}{3} = 12 \text{ contremarche}$$

$$n-1=12-1= 11 \text{ marche}$$

$$h = \frac{600}{35} = 17,14 \text{ cm}$$

On répartit ce nombre de marche en 03 volées : Chaque volée comporte 12 contremarches de 17,14 cm et 11 marches de 30 cm.

1.1.1.Vérification de la condition de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq (30 + 2(17,14)) \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64,28 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

1.1.2.Longueur de la ligne de foulée :

$$L = (n - 1) \times g = 30(12 - 1) = 330 \text{ cm}$$

1.1.3.Inclinaison du limon :

$$\tan \alpha = \frac{n \times h}{n \times g}$$

$$\text{arc tan } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{12 \times 17,14}{11 \times 30} = \frac{205,68}{330} = 31,93^\circ$$

1.1.4.Longueur du limon :

$$L_{Pl} = \frac{H}{3 \sin \alpha} = \frac{600}{3 \times \sin 31,93} = 378,15 \text{ cm}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

1.1.5. Epaisseur du limon :

$$\frac{L_P}{30} \leq L_P \leq \frac{L_P}{20}$$

$$\frac{378,15}{30} = 12,61 \text{ cm} \leq L_P \leq \frac{378,15}{20} = 18,91 \text{ cm} \Rightarrow L_P = 13 \text{ cm}$$

1.2. Escalier étage courant :

Pour $H=4$ m, nous allons prendre $\begin{cases} g = 30 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \end{cases}$

- Nombre de contremarches : $n = \frac{200}{17} = 11,76 \text{ cm} \Rightarrow n = 12 \text{ contremarches}$
- Nombre de marches : $n-1=12-1= 11$ marche
- Hauteur de la marche : $h = \frac{200}{12} = 16,67 \text{ cm}$

On répartit ce nombre de marche en deux (02) volées : Chaque volée comporte 12 contremarches de 17 cm et 11 marches de 30 cm.

1.2.1. Vérification de la condition de BLONDEL :

- $59 \text{ cm} \leq (30 + 2(16,67)) \leq 66 \text{ cm}$

$$59 \text{ cm} \leq 63,34 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

1.2.2. Inclinaison du limon :

$$\tan \alpha = \frac{n \times h}{n \times g}$$

$$\text{arc tan } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{12 \times 16,67}{11 \times 30} = 31,22^\circ$$

1.2.3. Longueur du limon :

$$L_{P2} = \frac{H}{3 \sin \alpha} = \frac{400}{3 \times \sin 31,22} = 385,86 \text{ cm}$$

1.2.4. Epaisseur du limon :

$$\frac{L_P}{30} \leq L_P \leq \frac{L_P}{20}$$

$$\frac{385,86}{30} = 12,86 \text{ cm} \leq L_P \leq \frac{385,86}{20} = 19,3 \text{ cm} \Rightarrow L_P = 13 \text{ cm}$$

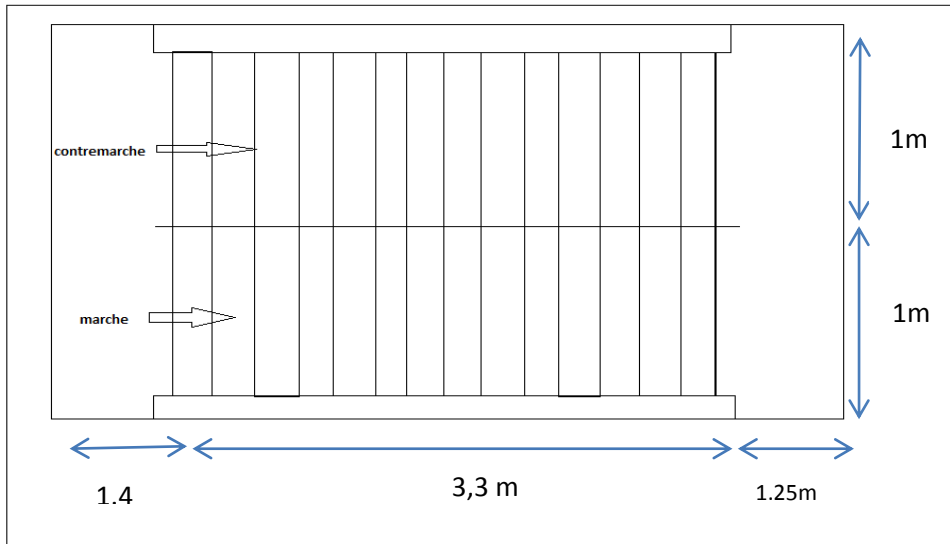


Figure III.18 : Vue en plan d'escalier d'étage courant.

2. Pré-dimensionnement des éléments :

2.1. Supports de marches :

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 10 mm rigidifiées par des cornières jumelées soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon.

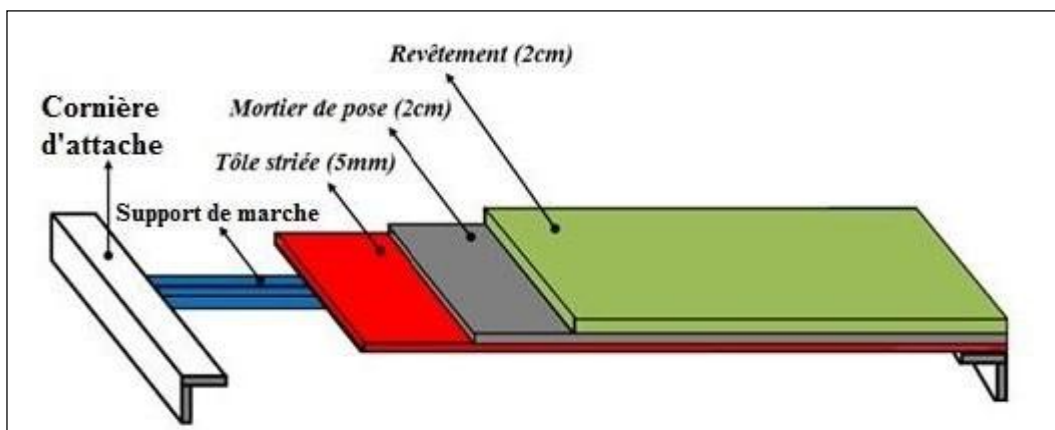


Figure III.19 : Disposition et les différentes charges appliquées sur la cornière.

2.1.1. Choix de la section :

Charge permanente de la volée : $G_{volée} = 125 \text{ Kg/m}^2$;

Surcharge d'exploitation : $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$.

$$q_c = (G + Q)g = (125 + 250) \times 0,3 = 112,50 \text{ daN/ml}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées :

$$f = \frac{5}{384} \frac{qc l^4}{E I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \frac{300 qc l^3}{E} = \frac{1500}{384} \frac{112,5 \times 10^{-2} (100)^3}{2,1 \times 10^6} = 2,09 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \frac{I_y}{2} = \frac{2,09}{2} = 1,045$$

Ce qui correspond à une cornière **L 35 x35 x 4**.

G (Kg/m)	$h = b$ (mm)	t (mm)	$I_y = I_z$ (cm ⁴)	$W_{ely} = W_{elz}$ (cm ³)	A (cm ²)
2.09	35	4	2.95	1.18	2.67

Tableau III.6 : Les caractéristiques de la cornière L 35 x 35 x 4.

$$G = 125 \times g + P_c = 125 \times 0,3 + 2,09 = 39,59 \text{ Kg/m}$$

$$Q = 250 \times 0,3 = 75 \text{ Kg/m}$$

2.1.2. Vérification de la classe des éléments de la section :

❖ **Classe de la semelle (Semelle comprimé) :**

$$\frac{h+b}{2t} \leq 11,5\varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \quad (\text{voir annexe 5})$$

$$\frac{35+35}{2 \times 4} = 8,75 \leq 11,5 \quad \rightarrow \quad \text{Semelle de classe}$$

❖ **Classe de l'âme :**

$$\frac{h}{t} \leq 15\varepsilon \quad (\text{voir annexe 5})$$

$$\frac{h}{t} = \frac{35}{4} = 8,75 \leq 15 \quad \rightarrow \quad \text{L'Ame est de classe 1}$$

→ La cornière **L 35 x 35 x 4** est de **classe 1**.

2.2. Vérification à la résistance :

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

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

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

$$qu = 1,35G + 1,5 = 1,35 \times 39,59 + 1,5 \times 75 = 165,95 \text{ daN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{165,95 \times 1^2}{8} = 20,74 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1,18 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^5}{1,1} = 25,21 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 20,74 \text{ daN.m} < M_{c,rd} = 25,21 \text{ daN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2.3. Vérification au cisaillement :

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{165,95 \times 1}{2} = 82,98 \text{ daN}$$

$$A_{VZ} = 1,04 \times h \times t = 1,04 \times 3,5 \times 0,4 = 1,46 \text{ cm}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_{VZ} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = \frac{1,46 \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right) \times 10}{1,1} = 1795,87 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 82,98 \text{ daN} < V_{Rd} = 1795,87 \text{ daN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé choisi cornière **L 35 x 35 x 4** est vérifié à l'état limite ultime

2.4. Vérification de la flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f = \frac{5}{384} \frac{qc l^4}{E I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

Avec :

$$q_s = G + Q = 39,59 + 75 = 114,59 \text{ daN}$$

$$f_{adm} = \frac{100}{200} = 0,33 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{114,59 \times 10^{-2} \times 100^4}{2,1 \times 10^6 \times 2,95} = 0,24 \text{ cm}$$

$$f_y = 0,24 \text{ cm} < f_{adm} = 0,33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé choisi cornière **L 35 x 35 x 4** est vérifié à l'état limite de service.

Conclusion :

La cornière **L 35 x 35 x 4** convient comme support de marche.

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

Remarque :

De mieux opter pour une section moins et utiliser une double cornière pour assurer la stabilité de la marche, et lui donner un meilleur confort.

3.Limon :

3.1.Evaluation des charges :

Charge permanente de la volée : $G_{volée} = 125 \text{ Kg/m}^2$;

Charge permanente de la poutre palière : $G_{p.palière} = 390 \text{ Kg/m}^2$;

Charge permanente du garde – corps : $G_{Garde-corps} = 60 \text{ Kg/m}$.

$$G_{voleé} = \frac{G_{voleé} \times e + G_{garde-corps} + G_{corniere}}{2}$$

$$G_{voleé} = \frac{125 \times 1 + 60 + 2.09}{2} = 93,55 \text{ Kg/m}.$$

$$G_{poutre} = \frac{390 \times 1}{2} = 195 \text{ Kg/m}.$$

$$Q = 250 \times 1 / 2 = 125 \text{ Kg/m}.$$

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

$$G_{éq} = \frac{G_p(Lp1+Lp2) + L_{limon} \times G_{voleé}}{L_t}$$

$$G_{éq} = \frac{195(1,30+1,40) + 3,3 \times 93,55}{6} = 139,20 \text{ daN/m}$$

$$q_s = G_{éq} + Q_{éq} = 139,2 + 125 = 264,19 \text{ daN/m}$$

$$q_u = 1,35 G_{éq} + 1,5 Q_{éq} = 1,35 \times 139,2 + 1,5 \times 125 = 375,42 \text{ daN/m}$$

3.2.Choix de la section :

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q c l^4}{E I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \frac{300 q_s l^3}{E} = \frac{1500}{384} \frac{264,19 \times 10^{-2} (600)^3}{2,1 \times 10^6} = 1061,48 \text{ cm}^4$$

Après plusieurs tentatives de calcul la section qui répond au critère de résistance (effort tranchant et le moment fléchissant), c'est l'UPE 180 qui correspond.

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (cm ²)
19,7	180	75	135	5,5	10,5	25,1
I_y (cm ⁴)	W_{ply} (cm ³)	A_{vy} (cm ³)	I_z (cm ⁴)	W_{plz} (cm ⁴)	A_{vz} (cm ⁴)	i_z (cm)
1350	173	15,3	144	52,3	11,2	2,39

Tableau III.7 : Les caractéristiques de l'UPE 180.

$$G = 139,2 + 19,7 = 158,9 \text{ Kg/ml}$$

$$q_s = G + Q = 158,9 + 125 = 283,9 \text{ Kg/ml}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 158,9 + 1,5 \times 125 = 402,02 \text{ daN/m}$$

3.2.1. Classe de la section :

❖ **Classe de la semelle (Semelle comprimé) :**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \quad (\text{voir annex 4})$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b - t_w - 2r}{2 t_f} = \frac{75 - 5,5 - 2(12)}{2(10,5)} = 2,17$$

$$\frac{c}{t_f} = 2,17 \leq 10\varepsilon = 10 \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

❖ **Classe de l'âme (âme fléchie) :**

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{h - 2(t_f + r)}{t_w} \leq 72\varepsilon = 72$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{135}{5,5} = 24,55 \leq 72 \Rightarrow \text{L'Âme est de classe 1}$$

→ La section **UPE 180** est de classe 1, capable de développer un moment plastique.

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

3.3.1. Vérification à la résistance :

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

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

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{402,02 \times 6^2}{8} = 1809,08 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{173 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^5}{1,1} = 3695,91 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1809,08 \text{ daN.m} < M_{c,rd} = 3695,91 \text{ daN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3.3.2. Vérification au cisaillement :

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{402,02 \times 6}{2} = 1206,06 \text{ daN}$$

$$V_{Rd} = \frac{AVZ \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = \frac{11,210^{-4} \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right) 10^5}{1,1} = 13814,42 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1206,06 \text{ daN} < V_{Rd} = 13814,42 \text{ daN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

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

3.4.1. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{E I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$f_{adm} = \frac{600}{300} = 2 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{283,9 \times 10^{-2} \times 6^4}{2,1 \times 10^6 \times 1350} = 1,69 \text{ cm}$$

$$f_y = 1,69 \text{ cm} < f_{adm} = 2 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le profilé **UPE 180** convient comme limon.

4. Poutre palière des limons :

La poutre palière supporte la moitié du limon.

4.1. Combinaisons des charges :

Poids propre du limon UPE 180.....19,7 Kg/m

Poids propre du garde-corps.....60 Kg/m

$$G = G_{eq} + 2UPE + G_{Garde-corps} = 139,2 + 2(19,7) + 60 = 238,8 \text{ Kg/ml}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

$$q_s = (G + Q) L/2 = (238,8 + 125) \times 3 = 1091,4 \text{ Kg/ml}$$

$$q_u = (1,35G + 1,5Q)L/2 = (1,35 \times 238,8 + 1,5 \times 125) \times 3 = 1529,64 \text{ daN/m}$$

4.2. Choix de la section :

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées :

$$f \leq f_{adm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{E I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

Par conséquent, après réarrangement :

$$I_y \geq \frac{5}{384} \frac{300 q_s l^3}{E} = \frac{1500}{384} \frac{1091,4 \times 10^{-2} (200)^3}{2,1 \times 10^6} = 162,41 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond C'est le profilé **IPE 120**

$G \text{ (Kg/m)}$	$h \text{ (mm)}$	$b \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$t_w \text{ (mm)}$	$t_f \text{ (mm)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
10,4	120	64	93,4	4,4	6,3	13,2
$I_y \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{ply} \text{ (cm}^3\text{)}$	$A_{vy} \text{ (cm}^3\text{)}$	$r \text{ (cm)}$	$W_{plz} \text{ (cm}^4\text{)}$	$A_{vz} \text{ (cm}^4\text{)}$	$i_z \text{ (cm)}$
318	60,7	9,44	7	13,6	6,3	1,45

Tableau III.8 : Les caractéristiques de l'IPE 120.

→ La section **IPE 120** est de **classe 1**.

$$G = 238,8 + 10,4 = 249,2 \text{ Kg/m}$$

$$q_u = (1,35G + 1,5Q)L/2 = (1,35 \times 249,2 + 1,5 \times 125) \times 3 = 1571,76 \text{ daN/m}$$

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

4.3.1. Vérification à la résistance :

La vérification à la résistance doit satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1571,76 \times 2^2}{8} = 785,88 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{60,7 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^5}{1,1} = 1296,77 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 785,88 \text{ daN.m} < M_{c,rd} = 1296,77 \text{ daN.m} \quad \rightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

4.3.2. Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{1571,76 \times 2}{2} = 1571,76 \text{ daN}$$

$$V_{Rd} = \frac{AVZ \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = \frac{6,31 \times 10^{-4} \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right) 10^5}{1,1} = 7782,94 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1571,76 \text{ daN} < V_{Rd} = 7782,94 \text{ daN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé **IPE 120** est vérifié à l'état limite ultime.

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

4.4.1. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondérées

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{E I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$f_{adm} = \frac{200}{300} = 0,66 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{1091,4 \times 10^{-2} \times 200^4}{2,1 \times 10^6 \times 318} = 0,34 \text{ cm}$$

$$f_y = 0,34 \text{ cm} < f_{adm} = 0,66 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé **IPE 120** est vérifié à l'état limite de service.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le profilé **IPE 120** est vérifié aux états limites ultimes et de service, et convient comme poutre palière du limon.

A decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes and three thin blue lines. One line connects the top-left edge of the largest circle to the top-left edge of the medium circle. Another line connects the top-left edge of the medium circle to the top-left edge of the smallest circle. A third line starts from the top-right edge of the largest circle and extends towards the bottom-right corner of the page.

Chapitre IV : Pré- dimensionnement des éléments porteurs

I. Les solives :

Introduction :

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple, leur écartement varie de 0.70m à 1.50m (DTRC.2.2), suivant la nature du support de plancher, et l'utilisation des locaux (bureaux ou habitation).

1. Données :

La longueur de la solive $l_s = 6.00 \text{ m}$;

La longueur de la poutre $l_p = 6.00 \text{ m}$;

L'entraxe des solives $e = \frac{6}{6} = 1 \text{ m}$;

1.1. Coefficient partiel de sécurité :

Le coefficient partiel de sécurité doit être pris égal aux valeurs suivantes :

- Section de classe (1, 2, 3) $\rightarrow \gamma_{M0} = 1,1$
- Section de classe 4 $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,1$
- Section nette au droit de trous $\rightarrow \gamma_{M2} = 1,25$
- Cas des états limites ultimes des éléments $\rightarrow \gamma_{M0} = 1,1$

1.2. Evaluation des charges :

- Poids de la dalle 314.4 kg/m²
- Poids de la tôle 12 kg/ml

La charge permanente : $G = 326.4 \text{ kg/m}^2$.

La surcharge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg/m}^2$

2. Combinaisons des charges :

$$G = 326.4 \times 1 = 326.4 \text{ daN/m}$$

$$Q = 100 \times 1 = 100.00 \text{ daN/m}$$

$$Q_s = (G + Q) = (326.4 + 100) = 426.4 \text{ daN/m}$$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 326.4) + (1,5 \times 100) = 590.64 \text{ daN/ml}$$

3. Choix de la section :

A partir de la condition de la flexion : $M_{sd} \leq M_{pl}$,

Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments porteurs

$$M_{sd} = \frac{Qu \times l^2}{8} = \frac{590.64 \times 6^2}{8} = \mathbf{2657.88 \text{ dan.m}}$$

Par conséquent, après réarrangement :

$$W_{pl,rd} = \frac{M_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{2657.88 \times 10^2 \times 1.1}{2350} = \mathbf{124.41 \text{ dan.m}} \rightarrow \text{Soit IPE200}$$

$G(Kg/m)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$d(mm)$	$t_w(mm)$	$t_f(mm)$	$A(cm^2)$
22,79	200	100	159	5,6	8,5	28,5
$I_y(cm^4)$	$W_{ply}(cm^3)$	$A_{vy}(cm^2)$	$I_z(cm^4)$	$W_{plz}(cm^4)$	$A_{vz}(cm^2)$	$i_z(cm)$
1 943	221	15,4	142	44,6	14	2,24

Tableau IV.1: Les caractéristiques du profilé IPE200.

$$G = G + pp \text{ delasolive} = 326. + 22.79 = \mathbf{349.19 \text{ daN.m}}$$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(349.19) + 1,5(100) = \mathbf{621.41 \text{ daN/m}^2}$$

4. La classe de la section :

Les profilés laminés de calibres inférieurs ou égaux à l'**IPE200**, sont généralement d'une section de classe 1.

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

5. Vérification à l'Etat Limite Ultime (ELU) :

5.1. Vérification de la résistance :

La vérification de la résistance doit satisfaire la condition suivante:

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

Avec:

$$M_{y,sd} = \frac{Qu \times l^2}{8} = \frac{621.41 \times 6^2}{8} = \mathbf{2796.35 \text{ dan.m}}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{221 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^5}{1.1} = \mathbf{4721.36 \text{ dan.m}}$$

Donc :

$$M_{sd} = 2796.35 \text{ daN.m} < M_{pl} = 4721.36 \text{ daN.m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{Condition\ vérifié}$$

5.2. Vérification de la condition de la résistance et du cisaillement :

La vérification au cisaillement doit satisfaire la condition suivante:

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

Avec:

$$V_{sd} = \frac{Qu \times l}{2} = \frac{6221.41 \times 6}{2} = 1864.23 \text{ dan}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{Avz \times \left(\frac{fy}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma M0} = \frac{14 \times 10^{-4} \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right) \times 10^5}{1.1} = 17268.02 \text{ dan}$$

$$V_{sd} = 1864.23 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 17268.02 \text{ daN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé IPE200 est vérifié à l'état limite ultime.

6. Vérification à l'Etat Limité de Service (ELS) :

6.1. Vérification de la flèche :

$$q_s = G + Q = 349.19 + 100 = 449.19 \text{ dan/m}$$

La flèche doit satisfaire la condition suivante:

$$f_y \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{q_s \times l^4}{E.I_y} = \frac{5}{384} \frac{449.19 \times 10^{-2} \times 600^4}{2100000 \times 1943} = 1.86 \text{ cm}$$

$$f_y = 1.86 \text{ cm} < f_{adm} = 2.4 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé IPE 200 est vérifié à l'état limité de service.

Conclusion :

Le profilé en IPE200 est vérifié aux états limites ultimes et de service donc vérifié à la sécurité et convient comme solive du plancher

II. Les poutres :

Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux, qui servent à transmettre les charges appliquées sur la structure vers les poteaux qui à leur tour les transmettent aux fondations.

Le dimensionnement des poutres vise essentiellement à assurer une résistance appropriée en flexion. Le pré-dimensionnement des poutres se repose sur des principes structuraux relativement simples.

1. Poutre Principale :

1.1. Evaluation des charges et surcharges :

Les poutres reprennent le poids des solives, le poids des murs et leurs poids propres.

1.1.1. Charges permanentes (G) :

Poids propre du plancher 512.5 Kg/m^2

Poids propres des solives (IPE200) 22.79 Kg/m

Il convient tout d'abord de déterminer l'intensité des charges appliquées à cette poutre.

L'aire reprise par une poutre principale est d'une largeur de 6 m.

Ramenée à une longueur unitaire, la charge d'utilisation est d'intensité :

$$G_{\text{plancher}} = 512.5 \times 6 = 3075 \text{ Kg/ml}$$

$$G_{\text{solives}} = \frac{22.79}{1} \times 6 = 136.74 \text{ Kg/ml}$$

$$G = G_p + G_s$$

$$G = 3075 + 136.74 = 3211.74 \text{ kg/ml}$$

1.1.2. Surcharges d'exploitation (Q) :

Surcharge du plancher étage courant 350 Kg/m^2

$$Q = 350 \text{ Kg/ml}$$

1.2. Combinaisons des charges :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3211.74) + (1,5 \times 350)$$

$$Q_u = 4860.85 \text{ dan/ml}$$

$$Q_s = G + Q = 3211.74 + 350$$

$$Q_s = 3561.74 \text{ dan/ml}$$

Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments porteurs

1.3. Vérification à l'Etat Limité de Service (ELS) :

1.3.1. condition de la flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante:

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

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

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{Q_S \times l^4}{E \cdot I_y} \rightarrow I_y \geq \frac{1000 \times Q_S \times l^3}{384 E} = \frac{1000 \times 35.62 \times 600^3}{384 \times 2100000} = 9541.07 \text{ cm}^4$$

On prend un IPE 400 $\rightarrow I_y = 23130 \text{ cm}^4$

$G(Kg/m)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$r(mm)$	$t_w(mm)$	$t_f(mm)$	$A(cm^2)$
66.3	400	180	21	7.0	12.0	84.5
$I_y(cm^4)$	$W_{ply}(cm^3)$	$A_{vy}(cm^2)$	$I_z(cm^4)$	$W_{plz}(cm^4)$	$A_{vz}(cm^2)$	$i_z(cm)$
23130	1307	23.93	1318	229	42.7	3.95

Tableau IV.2: Les caractéristiques du profilé IPE400.

❖ Vérification de la flèche :

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

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

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{Q_S \times l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \frac{3561.74 \times 10^{-2} \times 600^4}{2100000 \times 23130} = 1.24 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 1.24 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé IPE 400 est vérifié à l'état limité de service.

1.3.2. Vérification de la condition de la résistance et du cisaillement :

La vérification au cisaillement doit satisfaire la condition suivante:

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

Avec:

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{4860.85 \times 6}{2} = 14582.55 \text{ dan}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{42.7 \times 10^{-4} \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right) \times 10^5}{1.1} = 52667.46 \text{ dan}$$

$$V_{sd} = 14582.55 \text{ dan} < V_{pl,rd} = 52667.46 \text{ dan} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

1.4. Vérification à l'Etat Limite Ultime (ELU) :

1.4.1. Vérification de la résistance :

La vérification de la résistance doit satisfaire la condition suivante:

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

Avec:

$$M_{sd} = \frac{Qu \times l^2}{8} = \frac{4860.85 \times 6^2}{8} = 21873.83 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1307 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^5}{1.1} = 27922.27 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$M_{sd} = 21873.83 \text{ daN.m} < M_{ply,Rd} = 27922.27 \text{ daN.m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le profilé en IPE400 est vérifié aux états limites ultimes et des services donc vérifié à la sécurité et convient comme poutre principale.

Remarque :

La procédure de calcul des poutres de la structure est la même pour les autres poutres.

2. Poutre secondaire:

2.1. Evaluation des charges et surcharges :

2.1.1. Charges permanentes (G) :

Poids propre du plancher 512.5 Kg/m²

$$G_{\text{plancher}} = 512.5 \times 1 = 512.5 \text{ Kg/ml}$$

2.1.2. Surcharges d'exploitation (Q) :

Surcharge du plancher étage courant 350 Kg/m²

$$Q = 350 \times 1 = 350 \text{ Kg/ml}$$

2.2. Combinaisons des charges :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 512.5) + (1,5 \times 350) = 1216.88 \text{ Kg/ml}$$

$$Q_s = G + Q = 512.5 + 350$$

$$Q_s = 862.5 \text{ daN/ml}$$

2.3. Vérification à l'Etat Limité de Service (ELS) :

2.3.1. Condition de la flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

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

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

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{Q_s \times l^4}{E \cdot I_y} \rightarrow I_y \geq \frac{1000 \times Q_s \times l^3}{384 E} = \frac{1000 \times 8.625 \times 600^3}{384 \times 2100000} = 2310.27 \text{ cm}^4$$

On prend un IPE 220 $\rightarrow I_y = 2772 \text{ cm}^4$

$G(Kg/m)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$r(mm)$	$t_w(mm)$	$t_f(mm)$	$A(cm^2)$
26.2	220	110	12	5.9	9.2	33.4
$I_y(cm^4)$	$W_{ply}(cm^3)$	$A_{vy}(cm^2)$	$I_z(cm^4)$	$W_{plz}(cm^4)$	$A_{vz}(cm^2)$	$i_z(cm)$
2772	285	12.4	205	58.1	15.9	2.48

Tableau IV.3: Les caractéristiques du profilé IPE220.

❖ Vérification de la flèche :

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

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

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{Q_s \times l^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \frac{862.5 \times 10^{-2} \times 600^4}{2100000 \times 2772} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 2.5 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé IPE 220 est vérifié à l'état limité de service.

2.3.2. Vérification de la condition de la résistance et du cisaillement :

La vérification au cisaillement doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{1216.88 \times 6}{2} = 3650.64 \text{ dan}$$

$$V_{plz,rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{15.9 \times 10^{-4} \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right) \times 10^5}{1.1} = 19611.54 \text{ dan}$$

$$V_{sd} = 3650.64 \text{ dan} < V_{pl,rd} = 19611.54 \text{ dan} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

2.2. Vérification à l'Etat Limite Ultime (ELU) :

2.2.1. Vérification de la résistance :

La vérification de la résistance doit satisfaire la condition suivante:

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

Avec:

$$M_{sd} = \frac{Qu \times l^2}{8} = \frac{1216.88 \times 6^2}{8} = 5475.96 \text{ dan.n}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^5}{1.1} = 6088.64 \text{ dan.n}$$

Donc :

$$M_{sd} = 5475.96 \text{ dan.m} < M_{pl,Rd} = 6088.64 \text{ dan.m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Le profilé en **IPE220** est vérifié aux états limites ultimes et des services donc vérifié à la sécurité et convient comme poutre principale.

III. Les poteaux :

Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui sont soumis à la compression, leur rôle principal est de supporter et de transmettre les différentes charges de la structure et de les transmettre aux fondations.

Dans notre calcul des poteaux prévus pour la résistance aux efforts extérieurs, on prend compte de leurs liaisons aux traverses et au massif de fondation.

Généralement les poteaux sont d'une part encastres aux traverses et (articulé ou encastré) sur les massifs de fondations.

1. Evaluation des charges

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

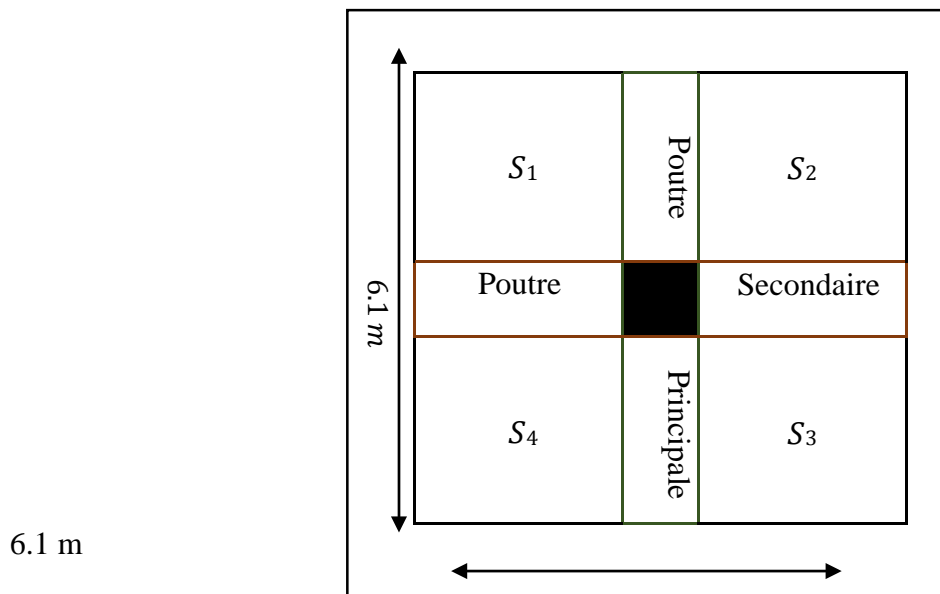


Figure IV.1: Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

Les différentes charges reprises par les poteaux :

1.1. Charges permanentes

Poids propre de la poutre principale : $G_{pp} = 66.3 \times 6.1 = 397.8 \text{ daN}$

Poids propre de la poutre secondaire : $G_{ps} = 26.2 \times 6.1 = 157.2 \text{ daN}$

Poids propre de la panne : $G_p = 22.4 \times 6.1 \times 6 = 806.4 \text{ daN}$

Poids propre des solives : $G_s = 22.79 \times 6.1 \times 5 = 683.7 \text{ daN}$

Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments porteurs

Poids propre de la couverture : $G_c = 17 \times 6.1 \times 12.30 = 1254.6 \text{ daN}$

Poids propre de la traverse estimée (**IPE 360**): $G_t = 57,1 \times 12.30 = 702.33 \text{ daN}$

Poids propre du poteau estimée (**HEA 340**): $G_{pot} = 105 \times 15 = 1575 \text{ daN}$

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

Surface d'influence du plancher : $S_T = 6.1 \times 6.1 = 37.21 \text{ m}^2$

Poids propre du plancher: $G_{pl} = 36 \times 512.5 = 18450 \text{ daN}$

La charge reprise par le poteau est donc :

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

$$G_{total} = 2(397.8) + 2(157.2) + 806.4 + 2(683.7) + 1254.6 + 702.33 + 2(1575) + 2(18450)$$

$$G_{total} = 45290.73 \text{ daN}$$

1.2. Chargé d'exploitation :

La surcharge d'exploitation reprise par le plancher: $Q_p = 36 \times 350 = 12600 \text{ daN}$

La surcharge d'exploitation totale: $Q_t = 2Q_p = 2(12600) = 25200 \text{ daN}$

2. Combinaisons des charges :

Calcul des moments sollicitant:

$$N_{sd} = Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 45290.73) + (1,5 \times 25200) = 989.42 \text{ KN}$$

3. Choix de la section :

Hypothèse de calcul : Pour satisfaire la condition « poteau fort-poutre faible », la section minimale adoptée pour le poteau est HEA 340, ses caractéristiques sont résumées dans le tableau IV.4.

$G(Kg/m)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$r(mm)$	$t_w(mm)$	$t_f(mm)$	$A(cm^2)$
105	330	300	27	9.5	16.5	133.5
$I_y(cm^4)$	$W_{ply}(cm^3)$	$I_z(cm^4)$	$W_{plz}(cm^4)$	$A_{vz}(cm^4)$	$i_y (cm)$	
27690	1850	7436	755.9	44.95	14.4	

Tableau IV.4: Les caractéristiques du profilé HEA 340.

4. Vérification de la condition de la résistance :

Le risque de flambement n'est à considérer que si $\bar{\lambda} > 0,2$, et à partir de cette condition on peut vérifier la résistance :

$$N_{sd} \leq N_{b,Rd} = \chi \beta_A \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec:

$N_{b,Rd}$: L'effort résistant vis-à-vis du phénomène de flambement;

$\beta_A = 1$ → pour les sections transversales de classe 1, 2 et 3.

❖ Calcul de l'élancement

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

Avec:

L_f : La longueur de flambement du poteau

i_y : Le rayon de giration autour de l'axe fort.

$$L_f = 0,7 \times 6 = \mathbf{4.2m}$$

$$\lambda = \frac{420}{14.4} = 29.16$$

❖ Calcul de l'élancement réduit

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

Avec:

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = \mathbf{93.9}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{29.16}{93.9} = 0.31$$

❖ Choix de la courbe de flambement :

L'Eurocode 3 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{300} = 1,1 \leq 1,2 \text{ et } t_f = 16,5 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm}$$

Axe de flambement Y-Y → **courbe b**, $\alpha = 0,21$

$$\bar{\lambda} = 0,31 \rightarrow \text{courbe de flambement b} \rightarrow \chi = 0,9964$$

5. Vérification de la stabilité au flambement simple

La vérification au flambement doit vérifier la condition suivante :

$$N_{c,Rd} = 0,9604 \frac{133,5 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1} = 2739,1 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 989,42 \text{ KN} < N_{c,Rd} = 2739,1 \text{ KN}$$

→ **Condition vérifiée**

Ce poteau résiste au flambement simple.

Conclusion

L'utilisation du **HEA 340** est conforme pour les poteaux de la structure.

IV. Les portiques :

Introduction :

Les portiques sont constitués de poteaux et traverses, généralement des profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés dans les constructions, par contre les traverses sont réalisées en profilés laminés en I.

Les portiques en général peuvent avoir une portée de 15 à 60 m, tandis que les portées comprises entre 20 à 30 m sont les plus économiques. Le portique étudié est de 20 m.

1. Evaluation des charges :

1.1. Charges permanentes dû à la toiture :

Poids de la couverture 12 Kg/m^2

Poids propre des accessoires de pose 5 Kg/m^2

Poids propre de la panne (IPE 200) $22,79 \text{ Kg/ml}$

Poids propre de la traverse IPE 360 (estimé) $57,1 \text{ Kg/ml}$

$$G_{\text{panne}} = \frac{22,79}{2,05} \times 6 = \mathbf{66,70 \text{ Kg/ml}}$$

$$G = [P_{\text{Couverture}} + P_{\text{Accessoires}}] \text{ entre axes des portiques} + G_{\text{Panne}} + G_{\text{traverse}}$$

$$G = [12 + 5] \times 6,1 + 66,70 + 57,1 = \mathbf{227,5 \text{ daN/m}}$$

1.2. Charge permanente du plancher :

Poids propre du plancher: $G_p = 512,4 \times 6,1 = \mathbf{3125,64 \text{ kg/m}}$

Poids propre de la solive: $G_s = \mathbf{22,97 \text{ kg /m}}$

$$G_T = 3125,64 + 22,79 = \mathbf{3148,43 \text{ daN/m}}$$

1.3. Surcharge d'exploitation :

$P = 350 \text{ daN/m}^2$ (DTR tableau 7.2.4 bâtiments de bureau)

$$Q = P \times \text{entre axes des portique} = 350 \times 6,1 = \mathbf{2135 \text{ daN/m}}$$

1.4. Effet de neige :

Du chapitre II, la charge de neige, notée N_{st} de:

$$N = 16,72 \times 6,1 = \mathbf{102 \text{ daN/m}}$$

Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments porteurs

1.5. Effet du vent

Les résultats sont obtenus d'après le **chapitre (II-2-4)**

- Pour la face long pan le portique intermédiaire se trouve dans la zone B pour la paroi verticale et la zone H pour le versant de toiture.
- Pour la face pignon le portique intermédiaire se trouve dans la zone B pour la paroi verticale et la zone I pour le versant de toiture.

Et d'après les résultats de l'étude au vent on constate que le vent qui frappe la face pignon est le plus défavorable.

Parois verticales						Versants de toitures						
Zone	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	Ph1	Ph2	Zone	Cpe	Cpi	Cpe- Cpi	Ph1	Cpe-Cpi	Ph2
D	+0.8	+0.8	+0.8	0	0	F	-1.375	+0.8	-2.175	-161.08	-1.9	-140.71
A	-1.0	+0.8	-1.8	-128.25	-128.25	G	-1.3	+0.8	-2.1	-155.53	-1.7	-125.9
B	-0.8	+0.8	-1.6	-114	-114	H	-0.625	+0.8	-1.425	-105.54	-0.175	-80.02
C	-0.5	+0.8	-1.3	-92.63	-92.63	I	-0.525	+0.8	-1.325	-98.13	-1.25	-92.58
E	-0.3	+0.8	-1.1	-78.38	-78.38	J	-0.525	+0.8	-1.325	-98.13	-1.7	-125.90

Tableau IV-5 : Valeurs de la pression aérodynamique sur les parois verticales et la toiture en **daN/m²**, cas de vent le plus défavorable.

Le portique intermédiaire est le plus chargé vis-à-vis de la charge du vent car la surface tributaire du portique intermédiaire est le double de celle du portique de rive.

Pour simplifier les calculs, on transforme la charge du vent sur la toiture en une charge équivalente uniformément répartie.

⇒ (+) pression ; action du vent vers la paroi

⇒ (-) dépression ; action du vent hors de la paroi

$$- q_j[\text{daN/ml}] = q_j \times \text{entraxe}$$

avec : l'entraxe = 6.1m

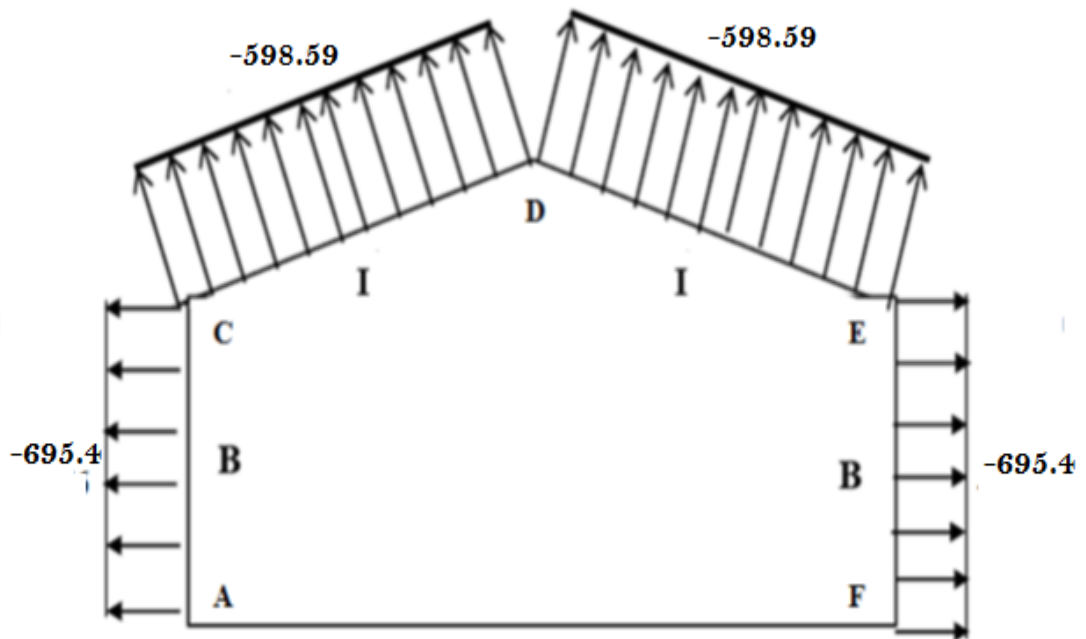


Figure IV.2: La répartition des charges du vent sur le portique le plus sollicité en daN/ml (dépression).

Remarque :

Etant donné que les actions du vent sur les deux versants sont identiques, on retiendra directement la charge agissant sur la **zone I** comme charge équivalente sur les deux versants de toiture.

Charge équivalente du vent : $V_I = - 598.59 \text{ daN/ml}$

$V_B = - 695.4 \text{ daN/ml}$

1.6. Surcharge d'entretien :

Les charges d'entretien sont conventionnellement assimilées à deux charges concentrées de 01 KN appliquées à 1/3 et 2/3 des portées, ces charges d'entretien correspondent au poids des personnes susceptible d'accéder à la toiture (d'après l'article 7.3.1 du règlement **DTR BC2.2 article 7.3.1** (charges et surcharges))

$E = 100 \text{ daN/ml}$

2. Les combinaisons de charge à l'état limite ultime (ELU) :

Les combinaisons utilisées pour définir les moments aux différents appuis:

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + 1,5V$
- $1.35G + 1.5N$
- $1.35G + 1.35N + 1.35V$

3. Calcul des sollicitations à l'aide du logiciel Robot :

Ils s'agit de déterminer :

- Les réactions d'appuis H_A, I, V_I
- Les moments maximaux, $M_B, M_C, M_D, M_E, M_F, M_G, M_H, M_I$

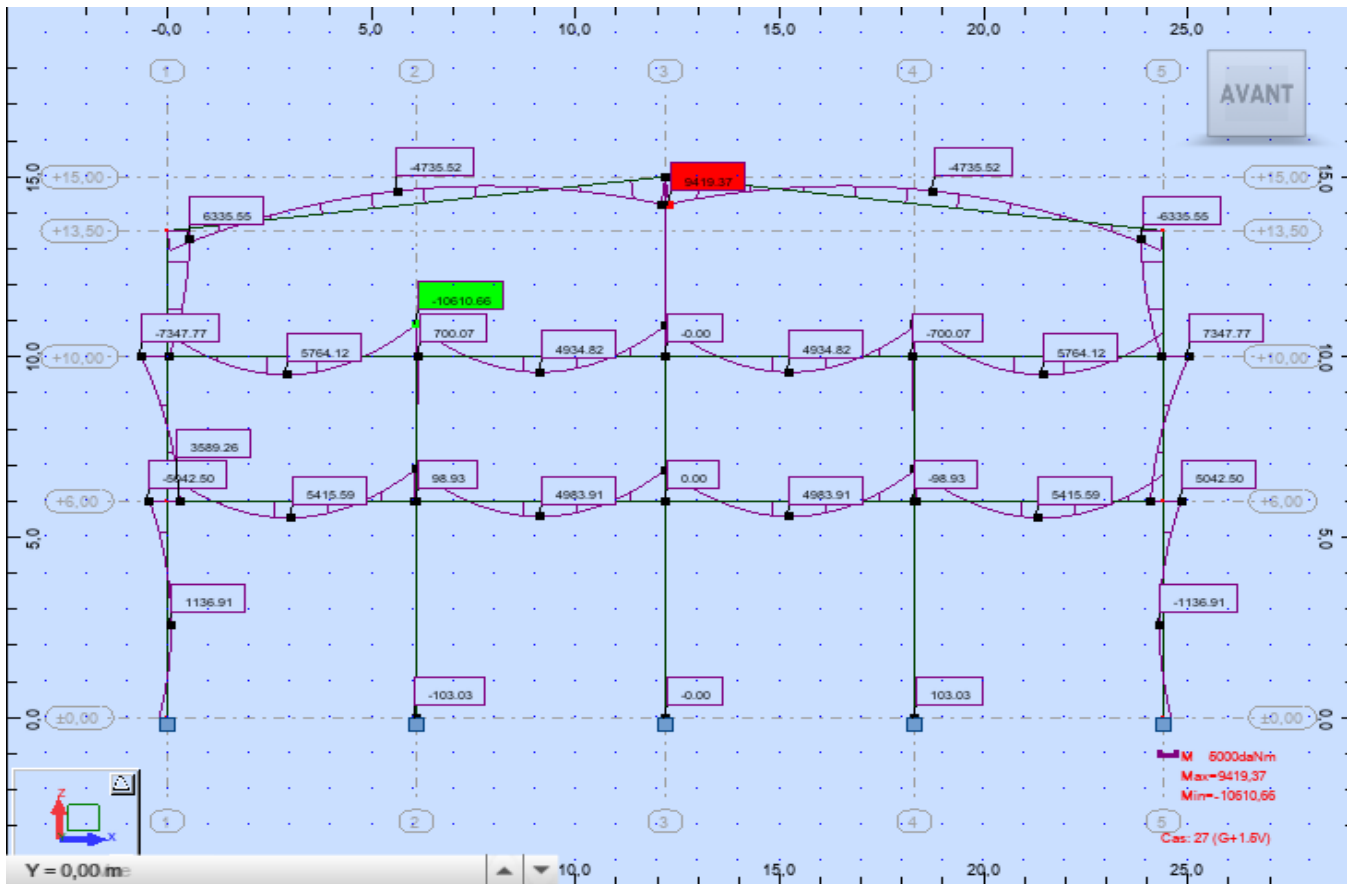


Figure IV.3 : Diagramme des moments à l'aide du logiciel Robot.

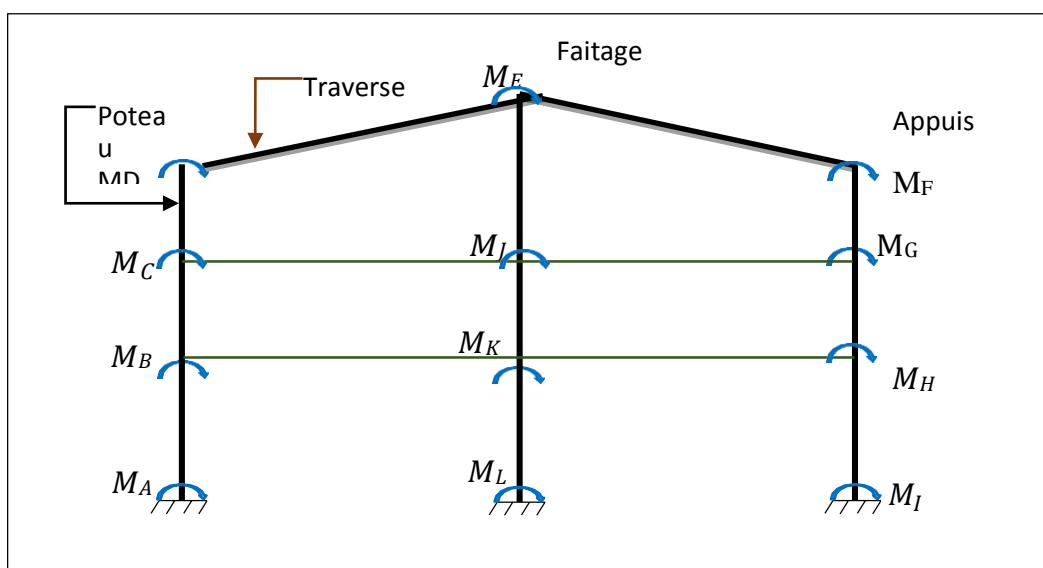


Figure IV.4 : Les efforts agissant sur le portique.

4. Dimensionnement des traverses :

4.1. Définition :

Les traverses sont des éléments porteurs horizontaux ou parfois inclinés, constituant la partie des cadres du hall supportant la toiture. En cas de nœuds traverses poteaux rigides, les traverses transmettent également les forces horizontales due au vent.

4.2. Les moments maximaux sollicitant la traverse :

La combinaison à prendre en considération durant le calcul est la combinaison G+1.5V qui a donné les moments les plus défavorables ; à savoir :

- Aux appuis: $M_{\max} = 9419.37 \text{ daN.m}$
- Aux faitage: $M_{\min} = -10610.66 \text{ daN.m}$

4.3. Choix de la section :

La vérification doit satisfaire la formule suivante:

$$M_{sd} \leq M_{ply,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow W_{pl,rd} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

Donc :

$$W_{pl,rd} \geq \frac{94.1937 \times 10^5 \times 1.10}{365 \times 10^2} = 283.87 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{IPE 220}$$

$$W_{pl,rd} \geq \frac{106.107 \times 10^5 \times 1.10}{365 \times 10^2} = 319.77 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{IPE 240}$$

Les profilés choisis sont sûrement pour tenir compte des effets de flambement, de déversement et de la flèche, on choisit la section la plus défavorable **IPE 240**.

5. Vérification de la traverse à l'ELS :

Le calcul de la flèche est fait au faitage de la traverse en F, sous l'action combinée non pondérée:

$$G + N = 227,5 + 102 = 329.5 \text{ daN/m}$$

La flèche maximale au faitage est donnée par la formule suivante :

$$M_x = M_F + \left(\frac{ql}{2}x\right) - \left(\frac{qx^2}{2}\right)$$

En intégrant l'équation de la déformée on obtient:

$$Y_{\max} = \frac{1}{384 \times E \times I_y} (5ql^4 - 48M_F \times l^2)$$

$$Y_{\max} = \frac{1}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 48200} (5 \times 329.5 \times 10^{-2} \times 2440^4 - 48 \times 10610.66 \times 10^2 \times 2440^2)$$

Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments porteurs

$$Y_{\max} = 7.22\text{cm} < \frac{l}{200} = \frac{2440}{200} = 12.2 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les caractéristiques du profilé obtenu:

$G(Kg/m)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$r(mm)$	$t_w(mm)$	$t_f(mm)$	$A(cm^2)$
90.7	500	180	21	8.6	13.5	84.1
$I_y(cm^4)$	$W_{ply}(cm^3)$	$A_{vz}(cm^2)$	$I_z(cm^4)$	$W_{plz}(cm^4)$	$A_{vz}(cm^2)$	$i_z(cm)$
48200	2194	59.9	2142	229	59.9	4.31

Tableau IV.6: Les caractéristiques du profilé IPE 500.

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

6.1. Vérification de la traverse au déversement :

La semelle supérieure de la traverse ne présente pas de risque de déversement vu la présence des spans, par contre la semelle inférieure risque de déverser sous le moment provoqué par le vent desoulèvement.

Donc faut vérifier:

$$M_f \leq M_{dev}$$

Avec:

$$M_{dev} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Sachant que : $\beta_w = 1, \gamma_{M1} = 1,1$, pour les classes 1 et 2 Avec :

$$M_{dev} = \chi_{LT} \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \epsilon \quad \text{avec} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad \rightarrow \quad \lambda_1 = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{1230/4.3}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1230/4.3}{40/1.6} \right)^2 \right]^{0.25}} = \mathbf{176.53}$$

❖ Calcul de l'élancement réduit :

$$\chi_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{176.53}{93.9} = 1.88$$

Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments porteurs

$\lambda_{LT} = 1,88 > 0,4 \rightarrow$ Il y a risque de déversement

❖ **La courbe de flambement :**

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2,5 > 2 \rightarrow \text{Courbe de déversement } b$$

Axe de flambement $Y - Y \rightarrow$ **courbe b**, $\alpha_{LT} = 0,35$

$\lambda_{LT} = 1,88 \rightarrow$ courbe de flambement $a \rightarrow \chi_{LT} = 0.2337$

$$M_{dev} = 0.2337 \times \frac{2194 \times 23.5}{1.1} = 10953.94 \text{ daN.m}$$

Le logiciel Robot nous donne un moment de fléchissant $M_f = 9419.37 \text{ daN.m}$ sous la combinaison du vent de soulèvement.

Donc :

$$M_{max} = 9419.37 \text{ daN.m} < M_{dev} = 10953.94 \text{ daN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

L'utilisation du profilé **IPE 500** est conforme pour la traverse.

V. Dimensionnement des poteaux :

1. Evaluation des charges :

1.1. Charge permanente revenant du portique intermédiaire :

Poids propre de la couverture et accessoires de pose	17 Kg/m ²
Poids propre de la panne (IPE 200).....	22.79 Kg/m
Poids propre de la traverse (IPE 500).....	90.7 Kg/m
Poids propre de la poutre principale (IPE 400).....	66.3Kg/m
Poids propre de la poutre secondaire (IPE 220).....	26.2 Kg/m
Poids propre de la solive (IPE 200).....	22.79 Kg/m

$$G_{\text{Plancher}} = 37.10 \times 512.4 = 19013.75 \text{ daN}$$

$$G_{\text{couverture}} = 17 \times 6.1 \times 12.30 = 1275.51 \text{ daN}$$

$$G_{\text{Poutre Principale}} = 66.3 \times 6.1 = 404.43 \text{ daN}$$

$$G_{\text{Poutre Secondaire}} = 26.20 \times 6.1 = 159.82 \text{ daN}$$

$$G_{\text{solive}} = 22.79 \times 6.1 \times 5 = 695.095 \text{ daN}$$

$$G_{\text{traverse}} = 90.7 \times 12.3 = 1115.61 \text{ daN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 105 \times 15 = 1575 \text{ daN}$$

$$G_{\text{panne}} = 22.79 \times 6.1 \times 6 = 834.11 \text{ daN}$$

$$G_{\text{total}} = 25073.325 \text{ daN}$$

1.2. Charges d'exploitations :

$$Q_{\text{plancher}} = 350 \times 60 = 13023.5 \text{ daN}$$

$$Q_{\text{entretiens}} = 100 \times 6.1 \times 12.3 = 7503 \text{ daN}$$

$$Q_{\text{totale}} = 7503 + 13023.5 = 20526.5 \text{ daN}$$

2. Combinaisons des charges :

$$N_{sd} = Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 25073.325) + (1,5 \times 20526.5)$$

Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments porteurs

$$N_{sd} = 6438.74 \text{ daN} = 643.87 \text{ KN}$$

3. Choix de la section :

Le moment le plus défavorable revient à la combinaison: $1.35G + 1.5Q$ doit vérifier:

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

Avec : $M = 24931 \text{ daN.m}$

Par conséquent, après réarrangement:

$$M \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma M_0} \rightarrow W_{pl,Rd} \geq \frac{M \times \gamma M_0}{f_y}$$

$$W_{pl,Rd} \geq \frac{24931 \times 10^2 \times 1.10}{2350} = 1166.98 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{Soit HEA340.}$$

$G(Kg/m)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$r(mm)$	$t_w(mm)$	$t_f(mm)$	$A(cm^2)$
105	330	300	27	9.5	16.5	133.5
$I_y(cm^4)$	$W_{ply}(cm^3)$	$I_z(cm^4)$	$W_{plz}(cm^4)$	$A_{vz}(cm^4)$	$i_y (cm)$	
27690	1850	7436	755.9	44.95	14.4	

Tableau IV.7: Les caractéristiques du profilé HEA340.

4. Vérification de la condition de la résistance :

Le risque de flambement n'est à considérer que si $\bar{\lambda} > 0,2$, et à partir de cette condition on pourra vérifier la résistance :

$$N_{sd} \leq N_{b,Rd} = \chi \beta_A \frac{A \times f_y}{\gamma M_1}$$

Avec :

$N_{b,Rd}$: L'effort résistant vis-à-vis du phénomène de flambement;

$\beta_A = 1 \rightarrow$ pour les sections transversales de classe 1, 2 et 3.

❖ Calcul de l'élanement

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

Avec:

L_f : La longueur de flambement du poteau .

i : Le rayon de giration autour de l'axe fort.

$$L_f = 0,7 \times 6 = 4.2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{420}{14.4} = 29.17$$

❖ Calcul de l'élançement réduit

$$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1$$

Avec:

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = \pi \left[\frac{2.1 \times 10^4}{2350} \right]^{0.5} = \mathbf{93.9}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{29.17}{93.9} = \mathbf{0.31}$$

❖ Choix de la courbe de flambement :

L'Eurocode 3 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{300} = 1.1 < 1.2 \text{ et } t_f = 16.5 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Axe de flambement Y-Y → **courbe b**, $\alpha = 0.21$

$$\bar{\lambda} = 0.31 \rightarrow \text{courbe de flambement a} \rightarrow \chi = \mathbf{0.9604}$$

5. Vérification de la stabilité au flambement simple :

La vérification au flambement doit vérifier la condition suivante:

$$N_{c,Rd} = 0.9604 \frac{133.5 \times 10^{-2} \times 2350}{1.1} = \mathbf{2739.1 \text{ KN}}$$

$$N_{sd} = \mathbf{640.81 \text{ KN}} < N_{c,Rd} = \mathbf{2739.1 \text{ KN}} \rightarrow$$

Condition vérifiée

Ce poteau résiste au flambement simple.

Conclusion :

L'utilisation du **HEA 340** est conforme pour les poteaux de la structure.

Les autres vérifications concernant les portiques seront faites à l'aide du logiciel **ROBOT** dans le chapitre de vérification des éléments.

Chapitre IV : Pré-dimensionnement des éléments porteurs

Conclusions :

Les résultats du prédimensionnement sont représentés dans le tableau suivant:

Elements	Profil adopté
poteaux	HEA 340
Poutres principales	IPE 400
Poutres secondaires	IPE 220
solives	IPE 200
Traverse	IPE500

A decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes and three thin blue lines. One large circle is at the top center, a smaller one is below it to the right, and another large circle is at the bottom right. The lines connect the top-left and top-right edges of the top circle to the top-left edge of the middle circle, and the bottom-left edge of the top circle to the top-left edge of the bottom-right circle.

Chapitre V : Calcul de plancher collaborant

Chapitre V : Calcul de plancher collaborant

Introduction :

Le plancher mixte est une construction parfaite pour les constructions exigeant des performances techniques et mécaniques importantes, vu ces caractéristiques ce dernier est adapté à toutes les formes de constructions (industrielles, commerciales ...), l'utilisation du plancher mixte a des avantages sur le plan économique vu qu'il permet de réduire l'épaisseur moyenne de la dalle ce qui implique une réduction des éléments porteurs des structures (poteaux, poutres et fondations).

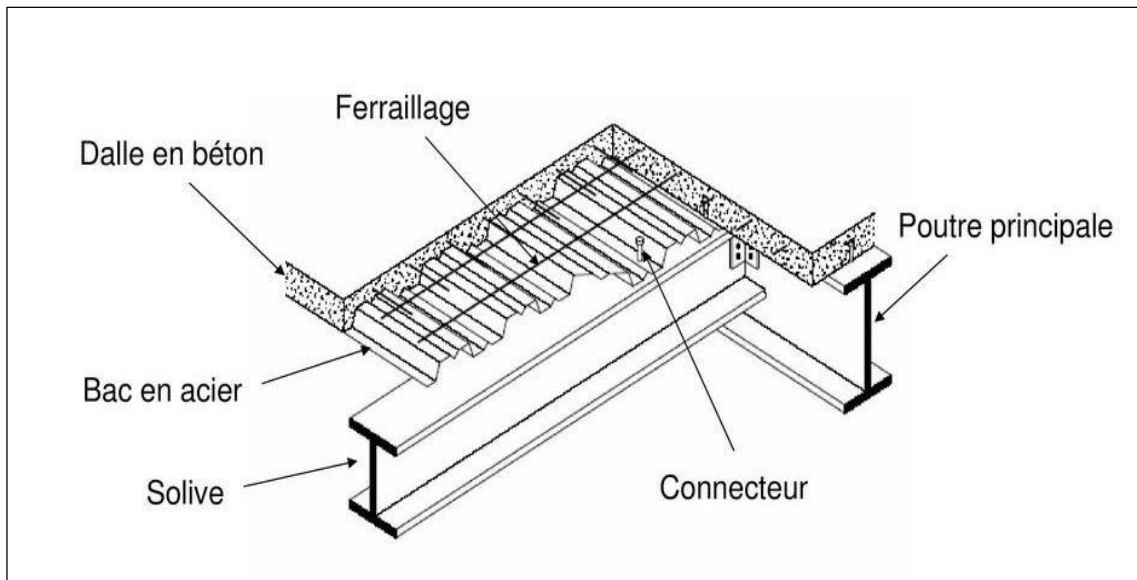


Figure V.1 : Eléments constructifs d'un plancher collaborant.

L'avantage du plancher mixte appelé aussi plancher collaborant réside dans l'renforcement de l'adhérence acier-béton, la collaboration entre les deux matériaux constituant le plancher visant à faire face aux tensions provoquées par les différentes charges.

Etude des solives :

I. Vérifications au stade du montage :

1. Evaluation des charges et surcharges :

Charges du plancher par 1m de largeur de la tôle lors du bétonnage.

1.1. Charges permanentes (G) :

Charges reprises par le bac d'acier:

Poids propre de la dalle en béton ($e = 15\text{cm}$) $314.4\text{Kg}/\text{m}^3$

Poids propre de la tôle TN40 avec accessoire $10\text{Kg}/\text{m}^2$

Chapitre V : Calcul de plancher collaborant

Poids du treillis soudé 1 Kg/m^2

pois propredela solive(IPE 200) 22.79 Kg/m

Entre axe des solives $e=1 \text{ m}$

$$G_{\text{béton}} = 314.4 \times 1 = 300 \text{ daN/ml}$$

$$G_{\text{tôle}} = 10 \times 1 = 10 \text{ daN/m}$$

$$G_{\text{treillis}} = 1 \times 1 = 1 \text{ daN/m}$$

$$G = G_b + G_t + G_{tr} + G_s = 314.4 + 10 + 1 + 22.79 = 348.19 \text{ daN/m}$$

1.2. Charges d'exploitation (Q) :

Chargedel'ouvrier : $P = 100 \text{ daN/m}^2$

$$Q = 100 \times 1 = 100 \text{ daN/m}$$

2. Combinaisons des charges :

Combinaison des charges du bac d'acier:

$$q_s = G + Q = 348.19 + 100 = 448.19 \text{ daN/m}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 348.19 + 1.5 \times 100 = 620.06 \text{ daN/m}$$

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

3.1. Vérification du moment fléchissant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante:

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

On considère le bac en acier comme une poutre simplement appuyée.

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{620.06 \times 6^2}{8} = 2790.27 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{367 \times 23.5}{1.1} = 7840.45 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$M_{sd} = 2790.27 \text{ daN.m} \leq M_{pl,Rd} = 7840.45 \text{ daN.m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre V : Calcul de plancher collaborant

3.2. Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement doit satisfaire la condition suivante:

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

Avec:

$$V_{sd} = \frac{Qu \times l}{2} = \frac{620.06 \times 6}{2} = 1860.18 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{19.1 \times 10^{-4} \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right) \times 10^5}{1.1} = 23558.52 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1860.18 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 23558.52 \text{ daN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

4. Vérification à l'Etat Limité de Service (ELS) :

4.1. Vérification de la flèche:

La flèche doit satisfaire la condition suivante:

$$f_y \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{q_s \times l^4}{E.I_y} = \frac{5}{384} \frac{448.19 \times 10^{-2} \times 600^4}{2100000 \times 3892} = 0.93 \text{ cm}$$

$$f_y = 0.93 \text{ cm} < f_{adm} = 2.4 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées au stade du montage.

II. Vérification Austade final:

1. Evaluation des charges et surcharges :

Charges du plancher par 1m de largeur de la tôle lors du bétonnage.

1.1. Charges permanentes (G) :

Charges permanentes du plancher $G_p = 512.5 \text{ daN/m}^2$

Poids propre de la solive (IPE 200) $G_s = 22.79 \text{ daN/m}$

$$G = 1 \times G_p + G_s = 1 \times 512.5 + 22.79 = 535.29 \text{ daN/m}$$

1.2. Charges d'exploitation :

Surcharge du plancher étage courant 350 Kg/m^2

$$Q = 350 \times 1 = 350 \text{ daN/m}$$

Chapitre V : Calcul de plancher collaborant

2. Combinaisons des charges :

Combinaison des charges du bac d'acier:

$$q_s = G + Q = 535.29 + 350 = 885.29 \text{ daN/m}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 535.29 + 1,5 \times 350 = 1247.64 \text{ daN/m}$$

3. Vérification de la section mixte :

❖ Avantages de la dalle mixte:

Les poutres en I ou H reliées à une dalle de plancher aux moyennes des connecteurs procurent également une meilleure résistance au feu et présentent une capacité portante plus importante par rapport aux autres dalles.

L'avantage le plus important du comportement mixte est la réduction des flèches et l'augmentation de la rigidité des poutres résultantes.

- Dalle en béton d'épaisseur $h = 150 \text{ mm}$
- Tôle HIBON 55 $h_p = 55 \text{ mm}$

$$h_c = h - h_p = 150 - 55 = 95 \text{ mm}$$

3.1. Largeur efficace de la dalle :

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{ei} = \min \left(\frac{L_0}{8} ; b_i \right)$$

Avec:

L_0 : La portée de la poutre ; $L_0 = 6 \text{ m}$

$$b_1 = b_2 = 0.5 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min \left(\frac{6}{8} = 0.75, 0.5 \right)$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0.5 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 2 \times 0.5 = 1 \text{ m}$$

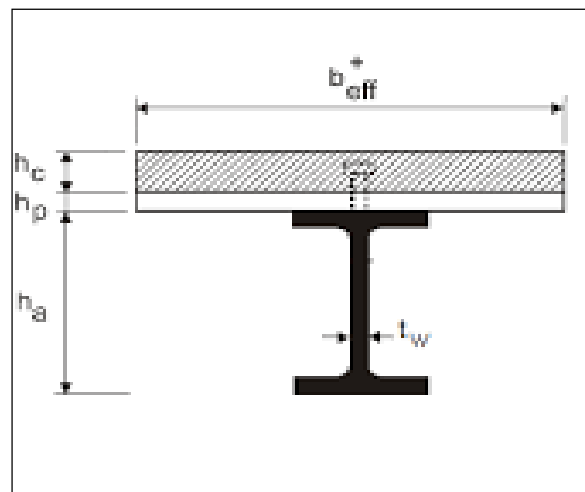


Figure V.2 : Dimension de la poutre mixte

Chapitre V : Calcul de plancher collaborant

3.2. Position de l'axe neutre :

Désignons respectivement par F_a et F_c les résistances plastiques des profilés en traction et de la dalle en compression.

$$F_b = b_{eff} \times h_c \left(\frac{0.85 \times f_{ck}}{\gamma_c} \right) \quad \rightarrow \quad \text{résistance de la section acier}$$

$$F_a = \frac{A_a f_y}{\gamma_{M0}} \quad \rightarrow \quad \text{résistance de la section en béton}$$

Avec:

$h_c = 95 \text{ mm}$, Hauteur de la dalle;

$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$, Valeur caractéristique de résistance à la compression du béton à 28 jours;

$\gamma_c = 1,5$, Facteur de résistance du béton ;

$A_a = 3912 \text{ mm}^2$, Aire de la section efficace de la tôle nervurée;

$f_y = 235 \text{ Mpa}$, Limite d'élasticité de l'acier de la tôle nervurée;

$\gamma_{M0} = 1,1$, Facteur de résistance pour l'acier de la tôle nervurée.

$$F_b = b_{eff} \times h_c \left(\frac{0.85 \times f_{ck}}{\gamma_c} \right) = 1 \times 95 \left(\frac{0.85 \times 25}{1.5} \right) = \mathbf{1345.83 \text{ KN}}$$

$$F_a = \frac{A_a f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{39.12 \times 23.5}{1.1} = \mathbf{835.75 \text{ KN}}$$

Donc :

$F_b = 1345.83 \text{ KN} > F_a = 835.75 \text{ KN} \rightarrow$ L'axe neutre dans la section du béton.

\rightarrow L'axe neutre coupe la dalle.

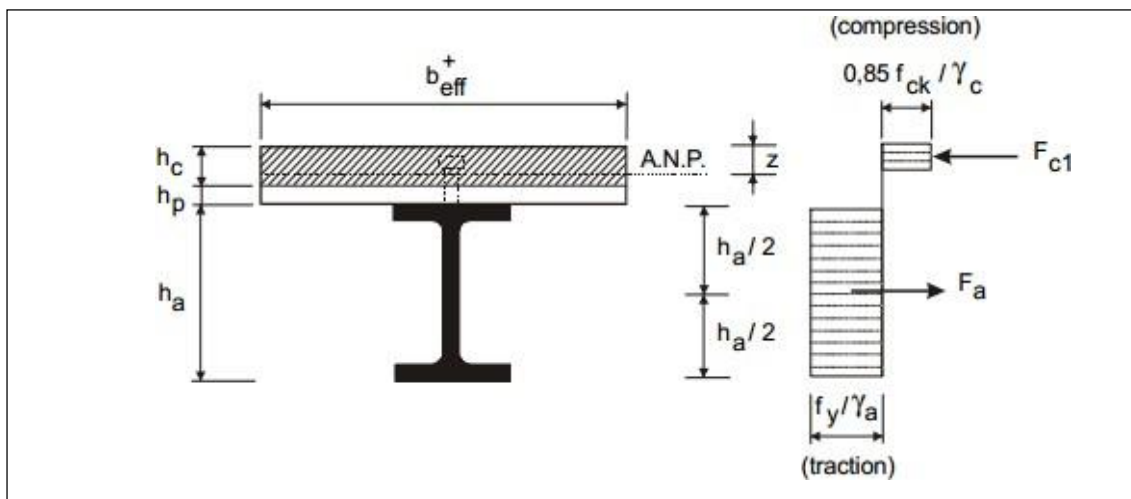


Figure V.3 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

Chapitre V : Calcul de plancher collaborant

❖ L'axone neutre

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} = \frac{835.75}{1 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5}} = \mathbf{58.99 \text{ mm}}$$

$$Z = 58.99 \text{ mm} < h_c = 95 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

3.3. Vérification du moment fléchissant de résistance plastique (ELU) :

La vérification de la résistance doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right)$$

Avec :

M_{sd} : Moment de flexion sollicitant ;

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

h_a : Hauteur du profilé ;

h_p : Hauteur de la tôle ;

$$M_{y,sd} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{1247.64 \times 6^2}{8} = \mathbf{5614.39 \text{ dan.m}}$$

$$M_{ply,Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right) = 835.75 \times 10^2 \left(\frac{0.24}{2} + 0.095 + 0.055 - \frac{0.058}{2} \right)$$

$$M_{ply,Rd} = \mathbf{20141.58 \text{ dan.m}}$$

Donc :

$$M_{sd} = 5614.39 \text{ dan.m} < M_{pl,Rd} = 20141.58 \text{ dan.m} \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.4. Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{pl,Rd}$$

Avec :

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{1247.64 \times 6}{2} = \mathbf{3742.92 \text{ dan}}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{19.1 \times 10^{-4} \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right) \times 10^5}{1.1} = \mathbf{23558.51 \text{ dan}}$$

$$V_{sd} = 3742.92 \text{ daN} < 0.5 V_{pl,Rd} = 11779.26 \text{ daN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre V : Calcul de plancher collaborant

3.5. Vérification de la condition de la flèche :

Pour cette vérification, on tient compte de la combinaison d'une poutre simplement appuyée.

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

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2.4 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \times l^4}{E.I_H}$$

$$I_H = I_a + A_a (Z_a - Z)^2 + \frac{b_{eff} \times hc}{n} \times \left[\frac{hc^2}{12} + \left(Z - \frac{hc}{2} \right)^2 \right]$$

Avec :

$$n: \text{Coefficient d'équivalence ; } n = \frac{E_a}{E_c} = 13.77$$

E_a : Module d'élasticité de l'acier de construction, $E_a = 210 \text{ KN/mm}^2$;

E'_c ; Module d'équivalence du béton donné par $E_{cim}/2$
pour les bâtiments d'habitation et bureau administratives;

$E_{cim} = 32 \text{ KN/mm}^2$, Pour un béton de classe C25/30;

I_a : Moment d'inertie de la poutre ($I_a = I_y = 3892 \text{ cm}^2$).

$$I_H = I_a + A_a (Z_a - Z)^2 + \frac{b_{eff} \times hc}{n} \times \left[\frac{hc^2}{12} + \left(Z - \frac{hc}{2} \right)^2 \right]$$

$$Z_a = \frac{h_a}{2} + hp + hc = \frac{150}{2} + 55 + 95 = 255 \text{ mm}$$

$$I_H = 3892 + 39.10 (25.5 - 5.899)^2 + \frac{100 \times 9.5}{13.77} \times \left[\frac{9.5^2}{12} + \left(5.899 - \frac{9.5}{2} \right)^2 \right]$$

$$I_H = 19522.76 \text{ cm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{885.29 \times 10^{-2} \times 600^4}{2100000 \times 19522.76} = 0.36 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 0.36 \text{ cm} < f_{adm} = 2.4 \text{ cm}$$

→

Condition vérifiée

Donc :

L'IPE200 convient pour la phase finale

4. Etude des connecteurs :

4.1. Introduction :

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison et l'adhérence entre la dalle en béton et l'acier.

Pour que la dalle mixte joue son rôle, il faut qu'il n'y ait pas de glissement entre la dalle en béton et l'acier, on doit ajouter des connecteurs en acier pour remédier au problème.

Chapitre V : Calcul de plancher collaborant

Ces connecteurs doivent s'opposer au soulèvement de la dalle et surtout à résister à son glissement en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

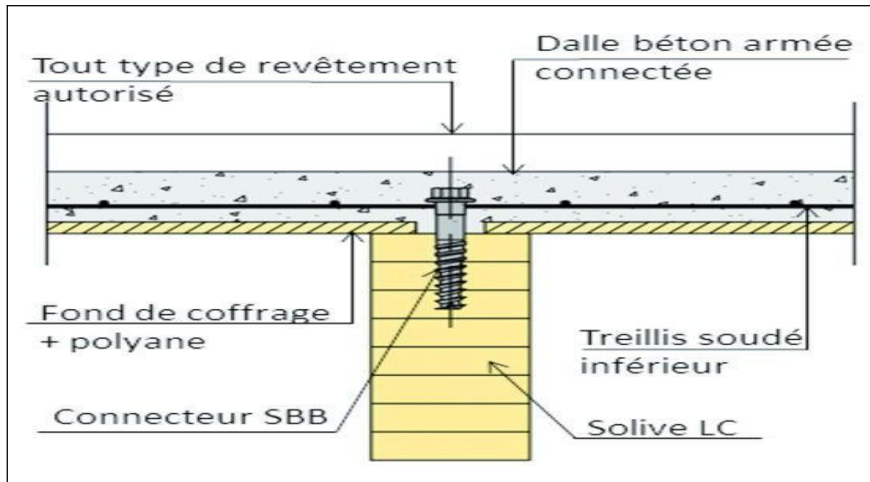


Figure V.4: La position d'un connecteur.

4.2. Caractéristiques des connecteurs :

Les valeurs choisies en respectent les conditions citées dans la figure ci-dessous.

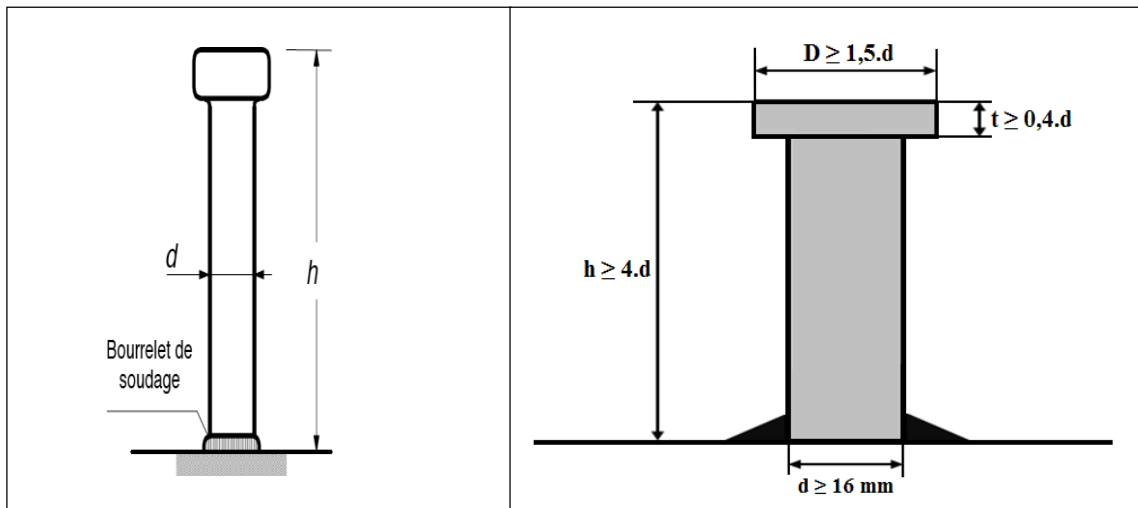


Figure V.5: Caractéristiques des connecteurs.

Les caractéristiques des connecteurs sont données dans le tableau IV.1 :

d (mm)	h (mm)	F_y (MPa)	F_u (MPa)	F_{ck} (MPa)	E_{cm} (Kn/mm ²)
16	80	275	415	25	32

Tableau V.1: Les caractéristiques des connecteurs.

Chapitre V : Calcul de plancher collaborant

4.3. Calcul de la connexion acier-béton :

L'objectif de la connexion entre la poutre en acier et la dalle en béton est d'assurer la liaison mécanique entre ces deux derniers ; le béton participe au travail de la structure ; la résistance est augmentée et les déformations diminuées. Les connecteurs ont pour but d'empêcher le glissement entre les deux éléments de la structure (soulèvement de la dalle en béton).

4.3.1. Résistance des connecteurs :

La résistance de calcul d'un goujon à tête soudé au pistolet automatique présentant en pied un bourrelet de soudure normal est donnée par la plus faible valeur calculée à partir des deux formules suivantes :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times f_u \times \frac{\pi d^2}{4}}{\gamma_v} \rightarrow \text{Cisaillement du goujon} \\ \frac{0.29 \times \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \rightarrow \text{Ecrasement du béton contre le goujon} \end{array} \right.$$

Avec :

f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 415 MPa;

d : Diamètre du fut du goujon;

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa;

E_{cm} : Valeur du module d'élasticité secant du béton égale à 32 KN/mm²;

γ_v : Le coefficient partiel de sécurité est généralement pris égal à 1,25.

$$\alpha = 0.2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \quad \text{pour } 3 < \frac{h}{d} < 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{pour } \frac{h}{d} > 4$$

$$\text{Dans notre cas: } \frac{h}{d} = \frac{80}{16} = 5 \rightarrow \alpha = 1$$

$$h_t = \frac{0.7}{\sqrt{N}} \left(\frac{ba}{hp} \times \left(\frac{hg}{hp} - 1 \right) \right) = \frac{0.7}{\sqrt{2}} \left(\frac{75}{55} \times \left(\frac{80}{55} - 1 \right) \right) = 0.31 < 1$$

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times f_u \times \frac{\pi d^2}{4}}{\gamma_v} = \frac{0.8 \times 415 \times \frac{\pi \times 16^2}{4}}{1.25} \times 0.31 = 16.54 \text{ KN} \\ \frac{0.29 \times \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} = \frac{0.29 \times 1 \times 16^2 \sqrt{25 \times 32000}}{1.25} \times 0.31 = 16.47 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$P_{Rd} = \min(16.54 ; 16.47) = 16.47 \text{ KN}$$

Chapitre V : Calcul de plancher collaborant

4.3.2. Calcul de l'effort rasant :

$$V_1 = \min \begin{cases} V1 = Fa = 835.75 \text{ KN} \\ V2 = Fb = 1345.83 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V1 = Fa = 835.75 \text{ KN}$$

Cet effort rasant se transmet sur une longueur critique qui est égale à la distance séparant la section d'appuis ($x=0$) et le moment de la section à mi travée ($x=l/2$).

$$L_{cr} = \frac{6000}{2} = 3000 \text{ mm}$$

Par unité de longueur, l'effort est de :

$$V = \frac{V1}{L_{cr}} = \frac{835.75}{3000} = 278.58 \text{ N/mm}$$

❖ **Le nombre de connecteurs pour une connexion complète:**

$$n \geq \frac{V1}{Prd} = \frac{835.75}{16.47} = 50 \rightarrow \text{donc 50 goujons par mi travée} \Rightarrow \text{donc 100 goujons par travée.}$$

❖ **Espacement entre connecteur:**

$$e = \frac{l}{n} = \frac{6000}{100} = 60 \text{ mm}$$

On aura 2 nappes avec 12 cm d'espacement entre 2 connecteurs.

Conclusion :

Le plancher collaborant est réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur **15 cm** posée sur des solives en **IPE200**.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre **16 mm**

Espacés de **12 cm**, sont réalisés à fin d'assurer l'adhérence entre l'acier et la dalle.

A decorative graphic on the right side of the page. It features three blue circles of varying sizes and three thin blue lines. One line connects the top-left edge of the largest circle to the top-left edge of the medium circle. Another line connects the top-left edge of the medium circle to the top-left edge of the smallest circle. A third line starts from the top-right edge of the largest circle and extends towards the top-right corner of the page.

Chapitre VI : calcul des contreventements

Chapitre VI : calcul des contreventements

Introduction :

En génie civil, le contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale des structures vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions : vent, séisme, choc, freinage ...

Il sert à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poteaux-poutres) relativement aux phénomènes d'instabilités (flambage, divergement) pour assurer la stabilité globale d'un bâtiment.

Les contreventements sont des dispositifs qui ont pour principale fonction de Reprendre et de transmettre aux fondations les efforts dus aux forces horizontales.

1. Les différents types du contreventement :

1.1. Contreventement de la toiture (poutre au vent) :

Les contreventements sont disposés suivant les versant de toiture, leurs diagonales sont généralement des cornières (simple ou doubles) qui sont adoptées lors du dimensionnement de ce composant.

1.2. Contreventement de façade (palée de stabilité) :

Ossature triangulée, montée dans un plan vertical pour résister aux efforts horizontaux de la poutre au vent puis les transmettre aux fondations.

I. calcul de la poutre au vent au pignon :

Le calcul de la poutre au vent sera calculé comme étant une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des poteaux.

1. Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon est analogue à celle sur le long pan et passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

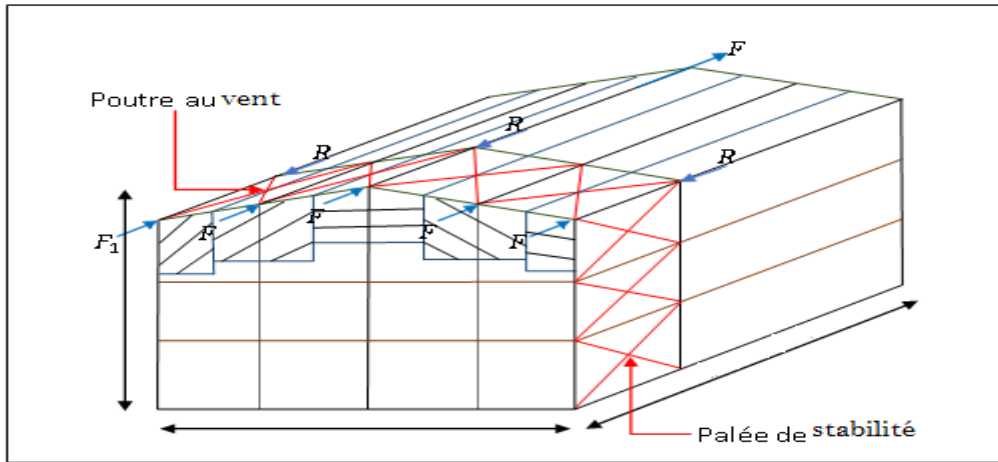


Figure VI.1 : Les efforts du vent sur le pignon.

1.1. Evaluations des efforts horizontaux :

L'effort F en tête de potelet se décompose en :

- Un effort F de compression simple en tête du poteau.
- Un effort F_d de traction dans les diagonales.

1.1.1. Evaluation des efforts horizontaux en tête des poteaux :

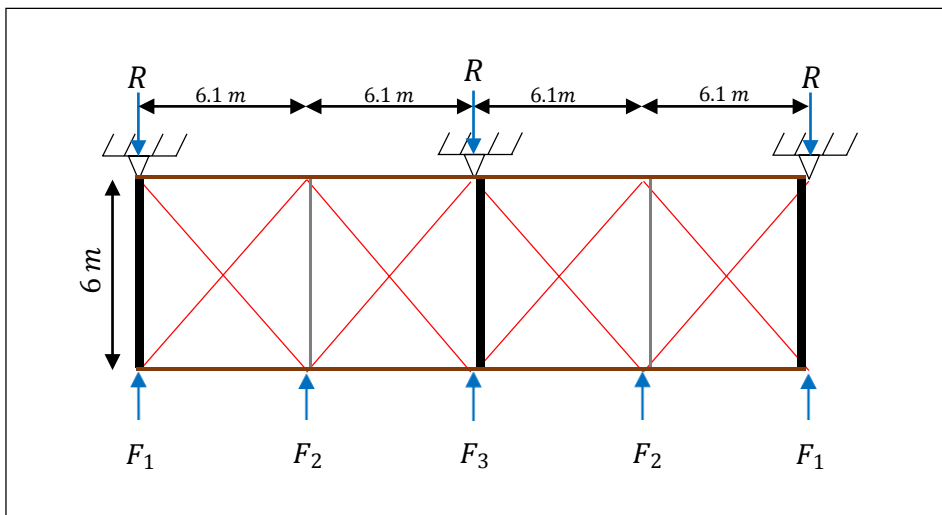


Figure VI.2 : Schéma statique de la poutre au vent.

$$F1 = \left(V \times \frac{h1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{Fe}{8}$$

$$F2 = \left(V \times \frac{h2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{Fe}{4}$$

$$F3 = \left(V \times \frac{h3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{Fe}{4}$$

Avec :

$$\text{Les différentes hauteurs : } \begin{cases} h1 = 13.5 \text{ m} \\ h2 = 14.25 \text{ m} \\ h3 = 15 \text{ m} \end{cases}$$

Pression du vent : $V=161.08 \text{ dan/m}$

Chapitre VI : calcul des contreventements

La force d'entraînement : $F_e = F_{fr} = 0 \text{ dan}$

❖ Calcul des efforts appliqués sur la poutre au vent :

L'effort appliqué sur la poutre au vent est donné comme suit :

$$F1 = \left(V \times \frac{h1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{Fe}{8} = \left(161.08 \times \frac{13.5}{2} \times \frac{24.4}{8} \right) + 0 = 3316.23 \text{ dan}$$

$$F2 = \left(V \times \frac{h2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{Fe}{4} = \left(161.08 \times \frac{14.25}{2} \times \frac{24.4}{4} \right) + 0 = 7000.94 \text{ dan}$$

$$F3 = \left(V \times \frac{h3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{Fe}{4} = \left(161.08 \times \frac{15}{2} \times \frac{24.4}{4} \right) + 0 = 7369.41 \text{ dan}$$

1.1.2. Effort de traction dans les diagonales :

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

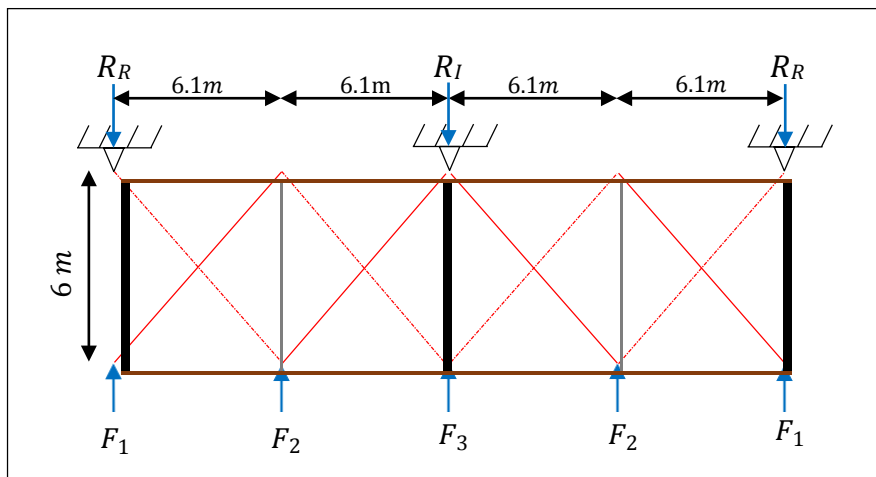


Figure VI.3 : Poutre au vent.

❖ Calcul de la réaction R :

Vu qu'y a la symétrie, on prend seulement en considération le tronçon

$$0 \leq x \leq 12.2 \text{ m}$$

$$2R_R + R_I = 2F_1 + 2F_2 + F_3 = 28003.75 \text{ dan}$$

$$\sum F_y = 0 \quad \rightarrow \quad -10R_R + 10F_1 + 5F_2 = 0$$

$$R_R = \frac{10F_1 + 5F_2}{10} = \frac{10 \times 3316.23 + 5 \times 7000.94}{10} = 6816.7 \text{ dan}$$

$$R_I = 28003.75 - 2(6816.7) = 14370.35 \text{ dan}$$

Chapitre VI : calcul des contreventements

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

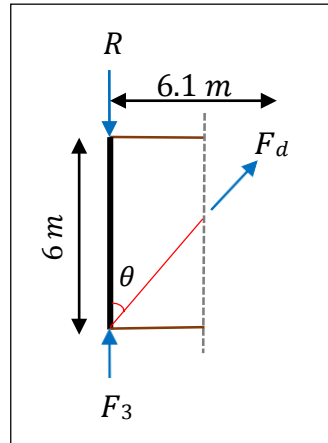


Figure VI.4: L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité

$$R = F_d \cos \theta + F_1$$

Avec :

$$R = 14370.35 \text{ dan}$$

$$\tan \theta = \frac{6.1}{6} = \arctan\left(\frac{6.1}{6}\right) = 45.47^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_3}{\cos \theta} = \frac{14370.35 - 7369.41}{\cos(45.47)} = 9983.05 \text{ dan}$$

1.1.3. Section de la diagonale :

❖ Calcul de la section brute :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0}$$

Les effets de l'action du vent calculés sont des valeurs caractéristiques (non pondérées). Des facteurs de charge appropriés doivent être appliqués pour la situation de conception pertinente. Pour les vérifications ELS, le facteur de charge partielle $\gamma_Q = 1,5$ est applicable pour les actions variables.

$$N_{sd} = 1,5 F_d = 1,5 \times 9983.05 = 149.75 \text{ KN}$$

Donc :

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{149.75 \times 1.1}{23.5} = 7 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière isolée de **L 55 x 55 x 8**

Chapitre VI : calcul des contreventements

G (Kg/m)	$h = b$ (mm)	t (mm)	$I_y = I_z$ (cm ⁴)	$W_{ely} = W_{elz}$ (cm ³)	A (cm ²)
6.58	55	8	22.04	5.72	8.23

Tableau VI.1 : Les caractéristiques de la cornière L 55×55×8

Avec un boulon de 13 mm et un trou de diamètre ($d_0 = 14$ mm)

❖ **Calcul de la section nette :**

$$A_{net} = 8.23 - 0,5 \times 1,4 = 7.54 \text{ cm}^2$$

1.2. Vérification à la résistance ultime :

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d \leq N_{u,rd} = \frac{\beta A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

β : est le coefficient minorateur donné dans le tableau ci-dessous en fonction de l'entraxe P_1 des trous.

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

Tableau VI.2 : Coefficients minorateurs β_2 et β_3

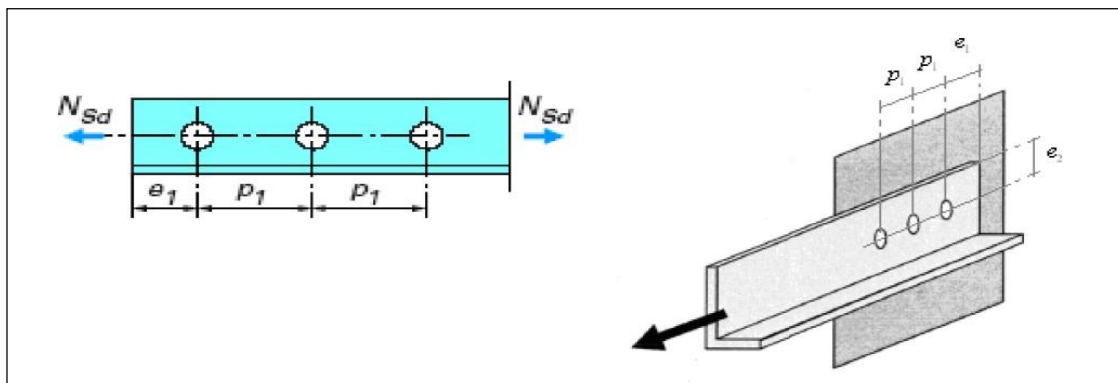


Figure VI.5 : Détails de la plaque d'extrémité de la cornière.

Cas de cornière assemblé par une seule aile, une attache de 3 boulons avec :

$$P_1 = 100 \text{ mm} ; e_1 = 25 \text{ mm}$$

Chapitre VI : calcul des contreventements

$$P_1 = 100 \text{ mm} \geq 5d_0 = 5 \times 14 = 70 \text{ mm}$$

Sachant que: $d_0 = 14 \text{ mm}$.

D'après le tableau :

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

$$N_{u,rd} = \frac{\beta A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,7 \times 7,54 \times 360 \times 10}{1,25} = 15200,64 \text{ dan} = 152 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 149,75 \text{ KN} < N_{u,Rd} = 152 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

La cornière choisit **L 55 x 55 x 8** est convenable pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

II. Calcul de la palée de stabilité en long pan :

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

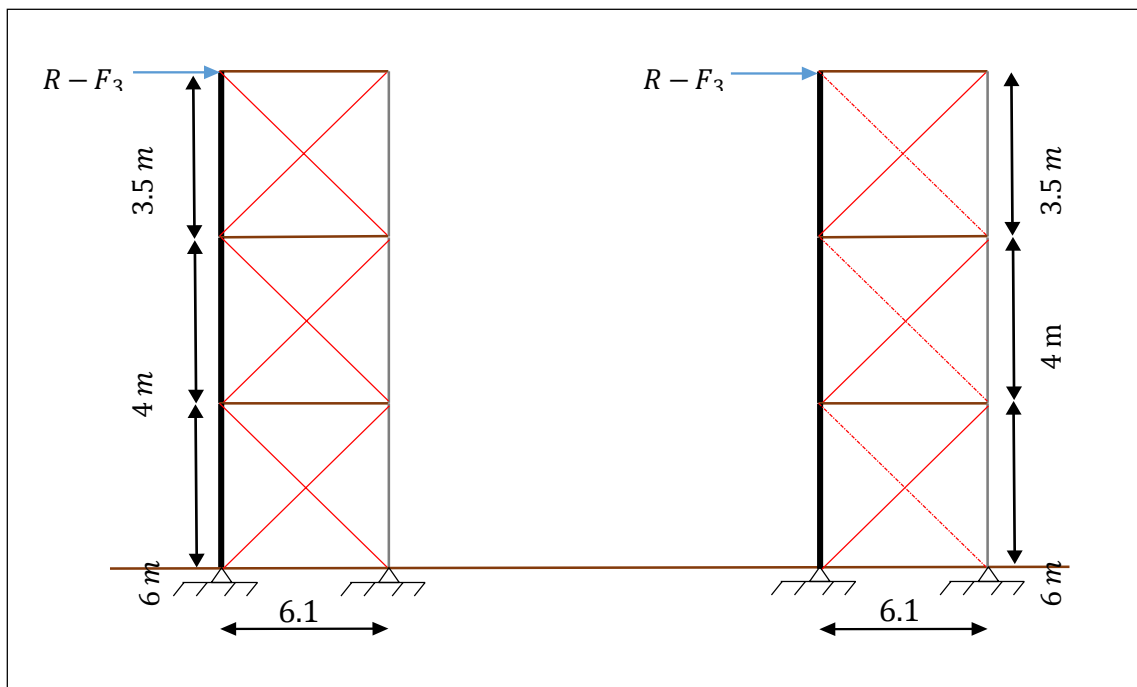


Figure VI.6 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.

1. Effort de traction dans la diagonale tendue :

Par méthode de coupure, on obtient :

❖ Section 1

$$N \cos \beta = R - F_1$$

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{6}{6} = 1$$

$$\operatorname{arctg} \beta = 45^\circ$$

$$N = \frac{R-F_3}{\cos \beta} = \frac{14370.35-7369.41}{\cos 45^\circ}$$

$$N = 9900.82 \text{ daN}$$

❖ Section 2

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{4}{6} = 0.66$$

$$\operatorname{arctg} \beta = 33.42^\circ$$

$$N = \frac{R-F_3}{\cos \beta} = \frac{14370.35-7369.41}{\cos 33.42^\circ}$$

$$N = 8387.82 \text{ daN}$$

2. Section de la diagonale :

On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0}$$

❖ Section 1 (Cas le plus défavorable) :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0}$$

$$N_{sd} = 1.5 N = 1.5 \times 9900.82 = 14851.23 \text{ daN} = 148.51 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{148.51 \times 1.1}{23.5} = 6.95 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière isolée de **L 55 x 55 x 8**

❖ Calcul de la section nette :

$$A_{net} = 8.23 - 0,5 \times 1,4 = 7.54 \text{ cm}^2$$

3. Vérification à la résistance ultime :

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

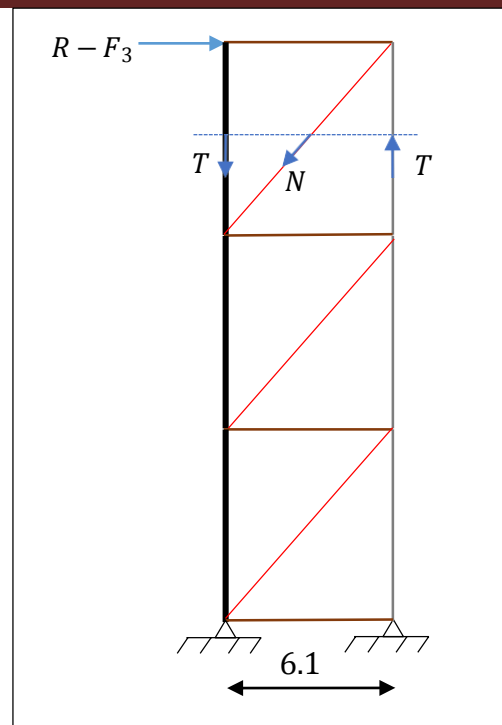


Figure VI.7 : Effort de traction dans La diagonale tendue.

Chapitre VI : calcul des contreventements

$$N_{sd} = 1.5 \times F_d \leq N_{u,rd} = \frac{\beta A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

Cas de cornière assemblé par une seule aile, une attache de 3 boulons avec :

$$P_1 = 100\text{mm} ; e_1 = 25\text{mm}$$

Sachant que $d_0 = 14\text{mm} \rightarrow \beta = \beta_3 = 0,7$

$$P_1 = 100\text{mm} \geq 5d_0 = 5 \times 14 = \mathbf{70\text{ mm}}$$

$$N_{u,rd} = \frac{\beta A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0.7 \times 7.54 \times 360 \times 10}{1.25} = \mathbf{15200.64\text{ dan} = 152\text{ KN}}$$

$$\rightarrow N_{sd} = 148.51\text{ KN} < N_{u,Rd} = 152\text{ KN} \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

La cornière choisit **L 55 x 55 x 8** est convenable pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

Conclusion :

La cornière choisit **L 55 x 55 x 8** est convenable pour les barres de contreventement de la poutre au vent et de la palée de stabilité.

The background features a decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each composed of concentric circles in different shades of blue. These circles are arranged in a vertical line, with the largest at the top, a medium one in the middle, and another large one at the bottom. Two thin, light blue lines intersect at the top left and extend diagonally across the page, framing the central text.

Chapitre VII : **ETUDE SISMIQUE**

Introduction :

Un tremblement de terre, ou séisme, est le risque naturel majeur le plus meurtrier et qui cause le plus de dégâts, ce genre de catastrophe résulte d'une rupture brutale des roches provoquant de nombreuses secousses qui se génèrent dans le sol après un mouvement des plaques tectoniques. Il résulte de l'accumulation de tensions jusqu'au moment où les plaques de la croûte terrestre qui ont emmagasiné l'énergie de déformation les relâchent brusquement. Suite à ce processus les plaques bougent, pour reprendre leur état initial d'équilibre, ce qui crée des ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions. Ce dernier est caractérisé par sa magnitude et son intensité.

I. Modélisation de la structure :

1. Présentation du logiciel Robot Structure :

Autodesk Robot Structural Analysis Professional propose aux ingénieurs des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction, ce logiciel d'analyse structurelle offre un flux de travail fluide et une meilleure interopérabilité avec le logiciel Autodesk « Revit » Structure afin d'étendre le processus de maquette numérique intelligente du bâtiment (BIM).

Dans Robot Structural Analysis, on peut :

- Créer des modèles de structures.
- Effectuer des analyses structurelles.

2. Les combinaisons utilisées :

$$1.35 G + 1.5 Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q \pm EX$$

$$G + Q \pm EY$$

$$G + Q \pm 1.2EX$$

$$G + Q \pm 1.2EY$$

$$0.8G + EX$$

$$0.8G + EY$$

Chapitre VII : ETUDE SISMIQUE

3. Données du site :

Le projet en question est un bâtiment (R+2) implanté dans la wilaya de BOUMERDES (zone d'activité de OULED MOUSSA), qui est classé selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) comme zone de sismicité élevée (Zonesismique III).

Cet ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2 (Ouvrages courants ou d'importance moyenne).

Le site est considéré comme un site meuble de Catégorie S3: Dépôts épais de sable et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide.

4. Objectif de l'étude dynamique :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance (évaluer les actions sismiques susceptibles de solliciter notre structure), cela pour obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants afin que le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul, dont le choix est fonction à la fois du type de structure et de la nature de l'excitation dynamique.

II. Choix de méthode :

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien (RPA99/2003), qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

❖ Méthode statique équivalente:

Elle peut être utilisée dans les conditions suivantes:

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrits au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30 m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant toutes les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II : groupe d'usage 3

groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone III : groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Chapitre VII : ETUDE SISMIQUE

❖ Méthode d'analyse spectrale :

Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

❖ Méthode d'analyse dynamique par accélérographe :

Elle peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié au préalable les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

On opte pour les deux méthodes : statique équivalente et d'analyse spectrale.

A la fin on fera une étude comparative de la résultante de forces sismiques obtenues par les deux méthodes.

❖ **Méthode statique équivalente :**

• **Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est le remplacement des forces réelles dynamiques développées dans la construction par un système de forces statiques fictives, dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

D'une manière générale notre structure satisfait l'intégralité des conditions énumérées dans (l'article 4.1.2 du RPA99/2003).

1. Calcul de la force sismique :

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone en fonction de deux paramètres à savoir la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (Art 4.1 du RPA99/2003) ;

$$\begin{cases} \text{zone III} \\ \text{groupe 2} \end{cases} \Rightarrow A = 0.25$$

R : Coefficient de comportement de la structure (Art 4.3 du RPA99/2003) ;

$R=4$ → (Paléestriangulés en X).

$R=4$ → (Portique en acier ordinaire en Y).

Chapitre VII : ETUDE SISMIQUE

Q : Facteur de qualité (Art 4.4 du RPA99/2003);

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$$

Les critères de qualité (q) à vérifier sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Critère q	P_q Axe (X)		P_q Axe (Y)	
	Observé	N/Observé	Observé	N/Observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	0			0,05
Redondance en plan	0			0,05
Régularité en plan	0		0	
Régularité en élévation	0		0	
Contrôle de la qualité des matériaux		0,05		0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution		0,10		0,10
	$\sum P_q = 0,15$		$\sum P_q = 0,25$	

Tableau VII.1: Valeur du coefficient de qualité.

$$Q_x = 1 + (0,05 + 0,10) \quad \text{et} \quad Q_y = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,10)$$

$$Q_x = \mathbf{1,15} \quad \text{et} \quad Q_y = \mathbf{1,25}$$

W : Poids totale de la structure (Art 4.5 du RPA99/2003) ;

$$W = \sum W_i$$

$$\text{avec : } W_i = W G_i + \beta W Q_i$$

$W G_i$: Poids du aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels;

$W Q_i$: Poids du aux charges d'exploitations;

β : Fonction de pondération selon la nature et la durée de la charge

Chapitre VII : ETUDE SISMIQUE

Élément	Profilé utilisé	Poids propre (Kg/m)	Nombre des éléments	La longueur de l'élément (m)	L'charge W(KN)
Panne	IPE200	22.4	12	36.6	ET2:98.38
Lisse du pignon	IPE180	18.8	20	24.4	RDC :36.70
					ET1:27.52
					ET2:27.52
Lisse du long-pan	IPE200	22.79	20	36.6	RDC :55.05
					ET1:41.28
					ET2:41.28
Traverse	IPE500	90.7	14	12.30	ET2:156.19
Poteau	HEA340	105	14	13.5	RDC :220.50
			14	14.25	ET1:147.00
			7	15	ET2:91.88
Liernes	Ø=10mm	0.617	/	410,66	2,55
Poutres	IPE400	66.3	16	24.4	RDC :258.8
	IPE220	26.2	12	36.6	ET1 :115.1
Solive	IPE200	22.79	40	36.6	RDC :333.65
					ET1:333.65
Élément	Panneau	Poids propre (Kg/m ²)	Nombre	Surfaces (m ²)	L'charge W(KN)
Couverture du versant de toiture	Panneau (12+5)	17	2	450.2	ET2:153.06
Couverture du longpan	Panneau (12 + 10)	22	2	494.1	RDC :91,10
					ET1:61,90
					ET2:61,90
Couverture du pignon	Panneau (12 + 10)	22	2	347.7	RDC :45,32
					ET1:30,80
					ET2:34,63
Plancher	15+4	535.29	2	893.04	RDC :4780.4
					ET1: 4780.4

Tableau VII.2: Valeurs du poids de la structure

Chapitre VII : ETUDE SISMIQUE

Niveau	W_{Gi}	β	W_{Qi}	W
RDC	5821.52	0,5	3125.64	7384.34
ET1	5537.65	0,5	3125.64	7100.47
ET2	667.39	0,5	100	767.39
$\sum W_i$	12026.56	0,5	6351.28	15252.2

Tableau VII.3: Poid total de la structure.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T);

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 & 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} T & 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} T > 3,0s \end{cases}$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Art 4.3 du RPA99/2003);

$\xi = 4 \rightarrow$ (Acier léger)

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (\text{Art 4.3 du RPA99/2003}) ;$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 4)} \geq 0.7$$

$$\eta = 1.08 \geq 0.7$$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Art 4.13 du RPA99/2003).

$$\text{Site meuble } S3 \rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.50 \end{cases}$$

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = G \times h_N^{3/4}$$

Avec:

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;

$$h_N = 15.00 \text{ m}$$

Chapitre VII : ETUDE SISMIQUE

C_T : Coefficient qui tient compte de la nature du système de contreventement et du type de remplissage (Art 4.6 du RPA99/2003).

$C_T = 0,085 \rightarrow$ Portiques auto-stables en aciers sans remplissage en maçonnerie.

$$T = 0,085(15)^{3/4}$$

$$T = 0,65 \text{ S}$$

On a:

$T_2 = 0,5 \text{ s} < T_{\text{calculé}} = 0,65 \text{ s} < 3,0 \text{ s} \rightarrow$ Dans ce cas on applique la 2^{ème} formule

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5 \times 1,08 \left(\frac{0,5}{0,65}\right)^{2/3}$$

$$D = 2,27$$

❖ La force sismique :

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

$$V_x = \frac{0,25 \times 2,27 \times 1,15}{4} \times 15252,2 = \mathbf{2488,5}$$

$$V_x = \mathbf{2488,5 \text{ KN}}$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 2,27 \times 1,25}{4} \times 15252,2 = \mathbf{2704,9}$$

$$V_y = \mathbf{2704,9 \text{ KN}}$$

1.3. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$\begin{cases} V = F_t + \sum f_i \\ F_t = 0,07 T * V & \text{Si } T > 0,7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{Si } T < 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

Avec:

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

Elle doit être déterminée par la formule: $F_t = 0,07 T * V$ ou T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La valeur de F_t ne dépasse en aucun cas 0,25 v et sera prise égale à

0 quand T est plus petite ou égale à 0,7 s.

D'où on a $T = 0,65 \text{ s} < 0,7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$

Chapitre VII : ETUDE SISMIQUE

$$F_i = \frac{(v-ft)W_i h_i}{\sum W_j h_j}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au plancher;

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i ;

h_j : Niveau du plancher quelconque;

W_i, W_j : Poids revenant au plancher i et j .

Sens longitudinal et transversal						
Niveau		$V_T(KN)$	$W_i=W_j$	$h_i=h_j(m)$	$W_j=h_j$	$F_i(KN)$
RDC	X	2488.5	7384.34	6	44306.04	869.4
	Y	2704.9				943.3
ET1	X	2488.5	7100.47	10	71004.7	1393.3
	Y	2704.9				1514.4
ET2	X	2488.5	767.39	15	11510.85	225.9
	Y	2704.9				245.5

Tableau VII.4: La résultante de l'effort sismique selon la hauteur.

2. Distribution de la force du vent :

2.1. Suivant le sens X (face pignon) :

❖ Au niveau du plancher :

La surface d'influence $S_1 = 24.40 \times 6 = 146.4 \text{ m}^2$

$V_{1x} = 128.25 \times 146.4 = 187.76 \text{ KN}$

❖ En tête de poteau (poteau) :

La surface d'influence $S_2 = 24.4 \times 0.75 + 24.40 \times 1.75 = 61 \text{ m}^2$

$V_{2x} = 128.25 \times 61 = 78.23 \text{ KN}$

2.2. Suivant le sens Y (face long pan) :

❖ Au niveau du plancher :

La surface d'influence $S_1 = 36.6 \times 6 = 219.6 \text{ m}^2$

$V_{1y} = 128.25 \times 219.6 = 281.64 \text{ KN}$

❖ En tête de poteau :

La surface d'influence $S_2 = 36.6 \times 1.75 + 450.18 = 514.23 \text{ m}^2$

$V_{2y} = 128.25 \times 514.23 = 659.5 \text{ KN}$

Conclusion :

En comparant la distribution verticale de la force sismique et la force équivalente du vent au niveau du plancher et en tête du poteau (toiture) suivant X et Y on constate que l'effort sismique domine l'effort du vent.

Pour cela on introduit les forces dues au séisme sur le logiciel ROBOT et les combinaisons à

l'ELU pour la vérification des éléments.

Chapitre VIII : Vérification des éléments

Chapitre VIII : Vérification des éléments

Introduction :

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature.

La vérification de l'ossature nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, séismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées.

Le calcul se fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute leur période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres,...) elles servent également au calcul des assemblages. Ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

I. Méthode de travail :

Après avoir pré dimensionné les éléments de notre structure (les éléments structuraux et secondaires), on passe a la vérification de ces éléments à l'aide du logiciel **ROBOT** .

On modélise notre structure sur ROBOT en utilisant les profilés déjà pré-dimensionné, puis on introduit les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et les combinaisons d'action puis on lance le calcul et on vérifie les éléments.

L'organigramme ci-dessous résume les étapes de travail:

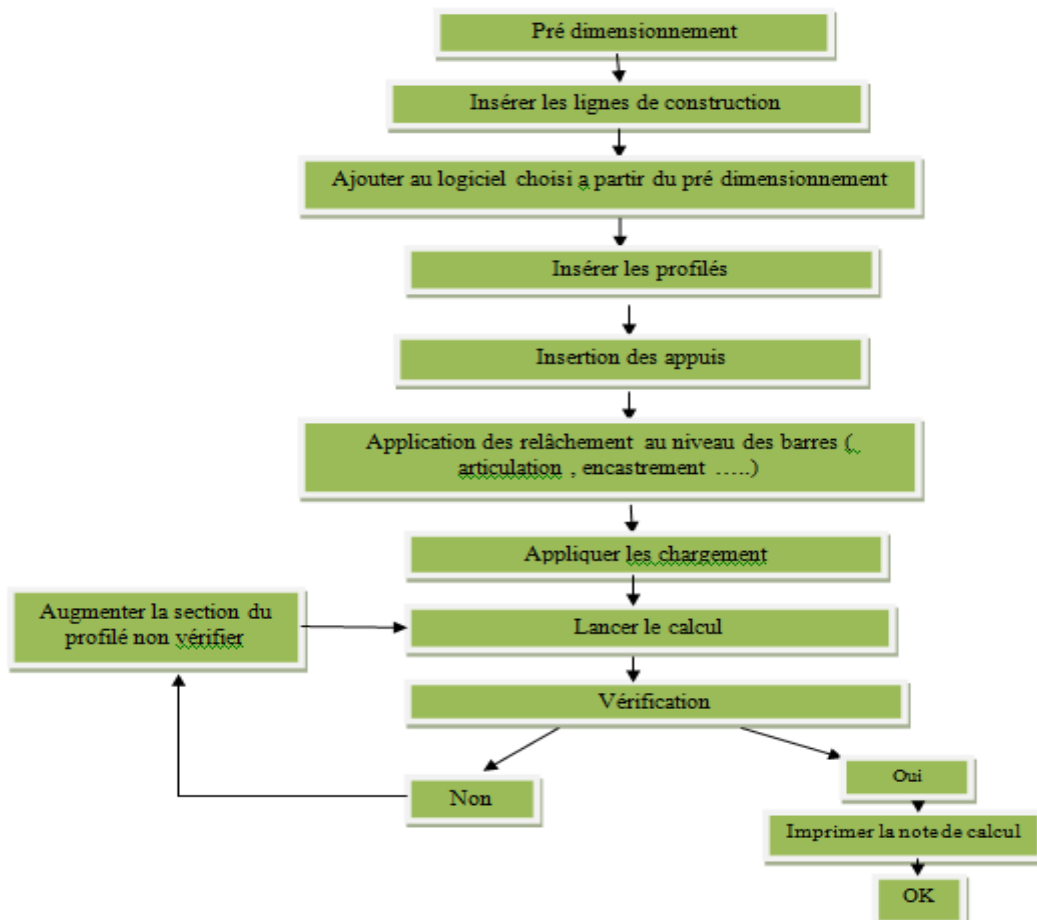


Figure VIII.1 : Etape de modélisation à l'aide du logiciel ROBOT

II. Modélisation géométrique :

❖ *Vue en 3d :*

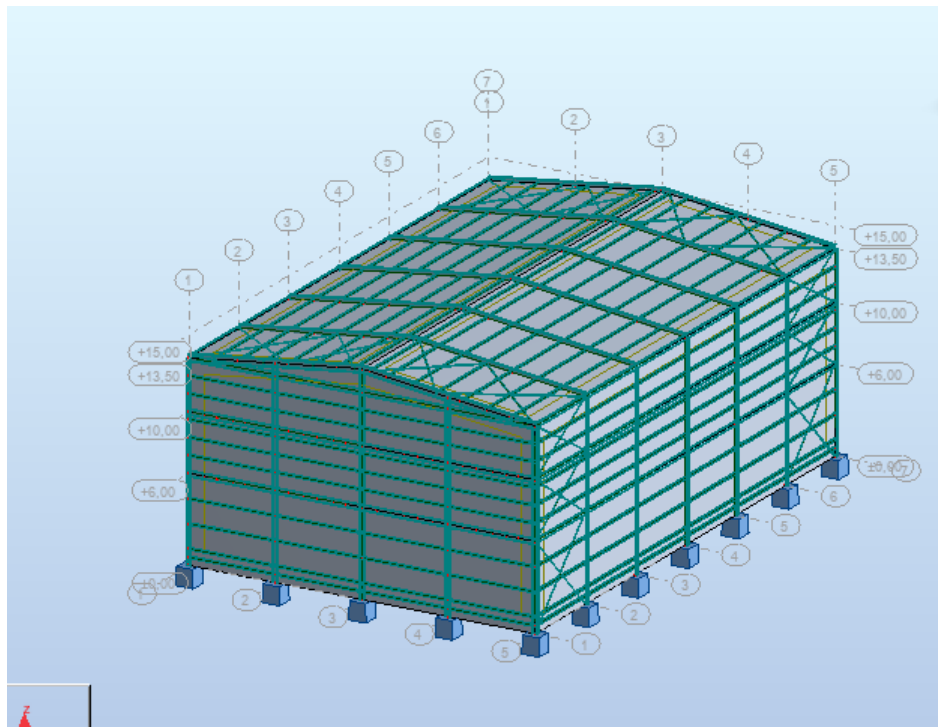


Figure VIII.2 : Vue en 3D de la structure

❖ *Vue en plan du plancher 1:*

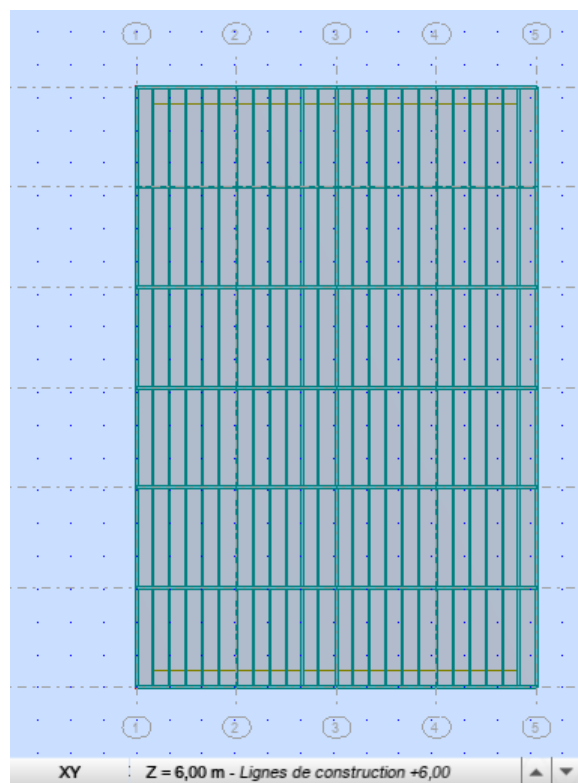


Figure VIII.3 : Vue en plan du plancher étage 1

❖ *Vue en plan du plancher 2:*

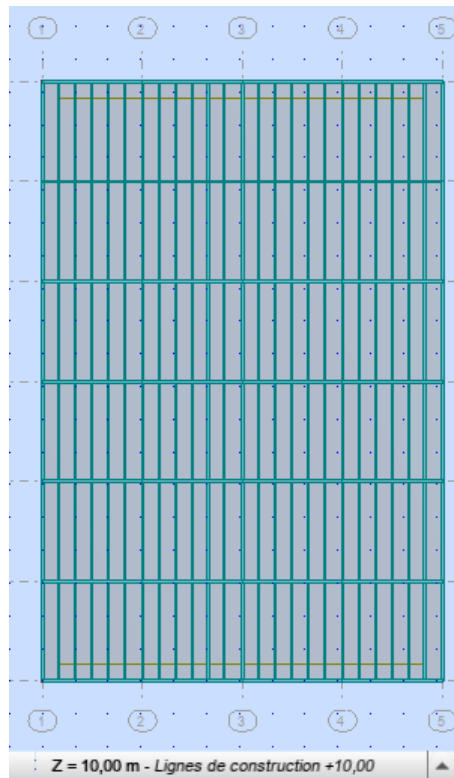


Figure VIII.4 : Vue en plan du plancher étage 2

❖ *Vue en plan de la toiture:*

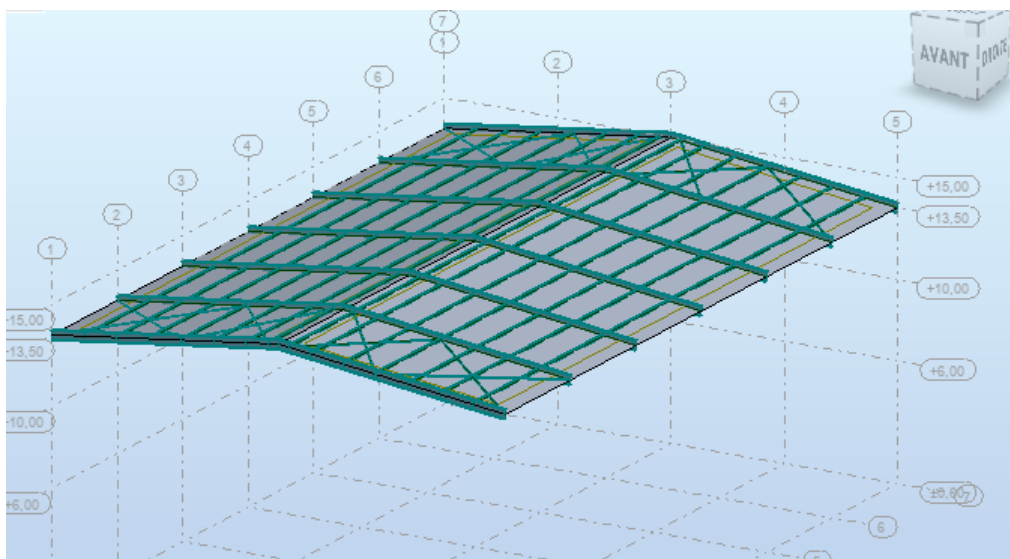


Figure VIII.5 : Vue en plan de la toiture

Chapitre VIII : Vérification des éléments

❖ *Vue en élévation de la face long pan :*

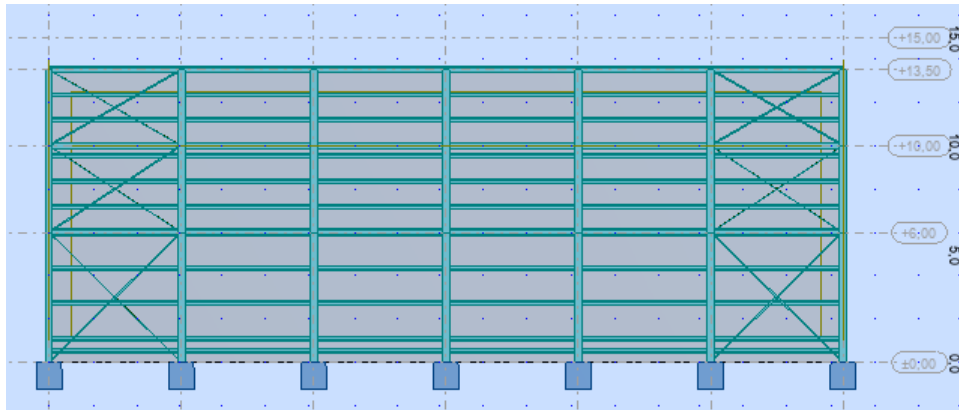


Figure VIII-6 : Vue en élévation de la face long pan

❖ *Vue en élévation de la face pignon :*

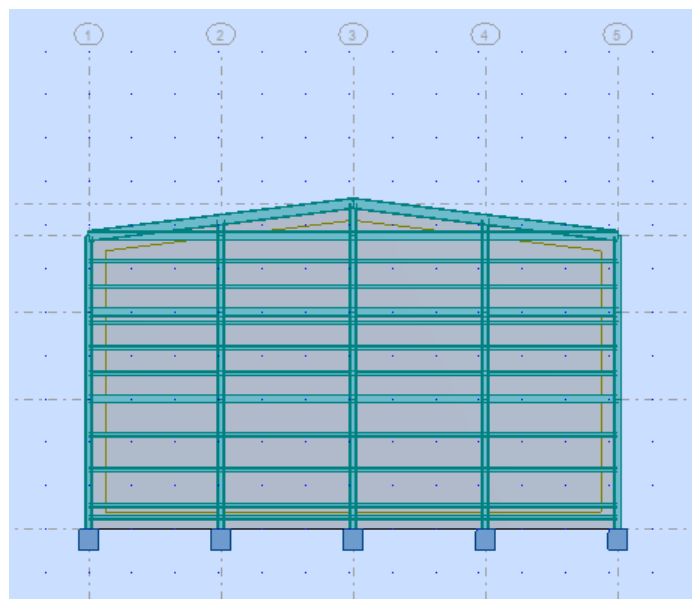


Figure VIII.7 : Vue en élévation de la face pignon

III. Résultat des vérifications à l'aide du logiciel ROBOT :

Les résultats des vérifications des éléments de notre ouvrage sont donnés comme suit :

Chapitre VIII : Vérification des éléments

1. Vérification des poteaux :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 1 poteau

PIECE: 168 pot_168

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 85 1.35(G1+G2+G3+G4+G5)+1.5Q1+1.5Q2 (1+2+3+4+15)*1.35+(5+6)*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 23500000.00$ daN/m²



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 340

h=33.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.15	
b=30.0 cm	Ay=110.39 cm ²	Az=44.95 cm ²	Ax=133.47 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=27693.10 cm ⁴	Iz=7436.00 cm ⁴	Ix=127.71 cm ⁴
tf=1.7 cm	Wply=1850.48 cm ³	Wplz=755.95 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 101064.21 daN	My,Ed = 1.24 daN*m	Mz,Ed = 26.63 daN*m	Vy,Ed = 15.24 daN
Nc,Rd = 285140.45 daN	My,Ed,max = -18.01 daN*m		Mz,Ed,max = -64.81 daN*m
	Vy,T,Rd = 136152.07 daN		
Nb,Rd = 240674.79 daN	My,c,Rd = 39532.98 daN*m		Mz,c,Rd = 16149.84 daN*m
	Vz,Ed = -3.21 daN		
	MN,y,Rd = 29305.24 daN*m		MN,z,Rd = 15878.32 daN*m
	Vz,T,Rd = 55439.57 daN		
			Tt,Ed = 0.00 daN*m
			Classe de la section = 1

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

L _y = 6.00 m	Lam _y = 0.22
L _{cr,y} = 3.00 m	X _y = 0.99
Lam _y = 20.83	k _{zy} = 0.54



en z:

L _z = 6.00 m	Lam _z = 0.43
L _{cr,z} = 3.00 m	X _z = 0.88
Lam _z = 40.19	k _{zz} = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.35 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.77} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 20.83 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 40.19 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N,Ed/(X_y * N,Rk/gM1) + k_{yy} * My,Ed,max/(XLT * My,Rk/gM1) + k_{yz} * Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.38 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(X_z * N,Rk/gM1) + k_{zy} * My,Ed,max/(XLT * My,Rk/gM1) + k_{zz} * Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.42 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

2. Vérification des solives :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 5 SOLV

PIECE: 341 SOLIVE_341

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 6.10 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 51 1.35(G1+G3)+1.5Q1 (1+3)*1.35+5*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 23500000.00$ daN/m²



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 200

h=20.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.15	
b=10.0 cm	Ay=19.58 cm ²	Az=14.00 cm ²	Ax=28.48 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm ⁴	Iz=142.37 cm ⁴	Ix=7.02 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wply=220.64 cm ³	Wplz=44.61 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -36.44 daN	My,Ed = -4867.50 daN*m	Mz,Ed = 0.41 daN*m	Vy,Ed = -0.15 daN
Nt,Rd = 60843.64 daN	My,pl,Rd = 4713.67 daN*m		Mz,pl,Rd = 953.03 daN*m
	Vy,T,Rd = 24128.44 daN		
	My,c,Rd = 4713.67 daN*m	Mz,c,Rd = 953.03 daN*m	Vz,Ed = -4439.59 daN
	MN,y,Rd = 4713.67 daN*m		MN,z,Rd = 953.03 daN*m
	Vz,T,Rd = 17254.99 daN		
	Mb,Rd = 2331.05 daN*m		Tt,Ed = 0.18 daN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 3435.36 daN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.50
Lcr,low=6.10 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.38	XLT,mod = 0.52

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N,Ed/Nt,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 1.07 > 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.26 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
Contrôle de la stabilité globale de la barre:
 $My,Ed/Mb,Rd = 2.09 > 1.00$ (6.3.2.1.(1))




Profil incorrect !!!

Chapitre VIII : Vérification des éléments

Remarque :

Le profilé choisit IPE 200 n'est pas vérifié à la résistance, Robot nous propose (IPE 270) afin de remédier à cela.

 NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Dimensionnement des familles (ELU) 5

Résultats		Messages				
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Familie : 5 SOLV						
341 SOLIVE_341	 IPE 240	ACIER	61.16	226.54	1.20	51 1.35(G1+G3)+1.5Q1
	 IPE 270		54.34	201.80	0.92	
	 IPE 300		48.95	182.11	0.71	

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: [NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

TYPE D'ANALYSE: [Dimensionnement des familles](#)

FAMILLE: 5 SOLV

PIECE: 341 SOLIVE_341

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 6.10 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 51 1.35(G1+G3)+1.5Q1 (1+3)*1.35+5*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 23500000.00$ daN/m²



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 270

h=27.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.15	
b=13.5 cm	Ay=31.46 cm ²	Az=22.14 cm ²	Ax=45.95 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=5789.78 cm ⁴	Iz=419.87 cm ⁴	Ix=16.02 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=484.00 cm ³	Wplz=96.95 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -36.44 daN	My,Ed = -4867.50 daN*m	Mz,Ed = 0.41 daN*m	Vy,Ed = -0.15 daN
Nt,Rd = 98165.91 daN	My,pl,Rd = 10340.00 daN*m		Mz,pl,Rd = 2071.20 daN*m
	Vy,T,Rd = 38784.75 daN		
	My,c,Rd = 10340.00 daN*m		Mz,c,Rd = 2071.20 daN*m
	Vz,Ed = -4439.59 daN		
	MN,y,Rd = 10340.00 daN*m		MN,z,Rd = 2071.20 daN*m
	Vz,T,Rd = 27305.48 daN		
	Mb,Rd = 5270.98 daN*m		Tt,Ed = 0.18 daN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 7892.78 daN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.51
Lcr,low=6.10 m	Lam_LT = 1.20	fi,LT = 1.34	XLT,mod = 0.53

Chapitre VIII : Vérification des éléments

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.92 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

3. Vérification des poutres principales :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 4 POTR

PIECE: 81 POUTRE N_81

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 62 1.35(G1+G3)+1.5Q1 (1+3)*1.35+5*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 23500000.00$ daN/m²



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

h=40.0 cm

$g_{M0}=1.10$

$g_{M1}=1.15$

b=18.0 cm

$A_y=55.99$ cm²

$A_z=42.69$ cm²

$A_x=84.46$ cm²

tw=0.9 cm

$I_y=23128.40$ cm⁴

$I_z=1317.82$ cm⁴

$I_x=51.33$ cm⁴

tf=1.4 cm

$W_{ply}=1307.15$ cm³

$W_{plz}=229.00$ cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = -1373.12$ daN

$M_{y,Ed} = -28510.63$ daN*m

$M_{z,Ed} = -12.20$ daN*m

$V_{y,Ed} = -15.84$ daN

$N_{t,Rd} = 180437.27$ daN

$M_{y,pl,Rd} = 27925.48$ daN*m

$M_{z,pl,Rd} = 4892.27$ daN*m

$V_{y,T,Rd} = 68093.64$ daN

$M_{y,c,Rd} = 27925.48$ daN*m

$M_{z,c,Rd} = 4892.27$ daN*m

$V_{z,Ed} = 23791.33$ daN

$M_{N,y,Rd} = 27925.48$ daN*m

$M_{N,z,Rd} = 4892.27$ daN*m

$V_{z,T,Rd} = 52185.95$ daN

$M_{b,Rd} = 26711.33$ daN*m

$T_{t,Ed} = -16.37$ daN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00

$M_{cr} = 402736.84$ daN*m

Courbe,LT -

XLT = 0.99

Lcr,low=1.00 m

Lam_LT = 0.28

fi,LT = 0.54

XLT,mod = 1.00

Chapitre VIII : Vérification des éléments

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 1.04 > 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.46 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 1.00 > 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

4. Vérification des poutres secondaires :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: [NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 6 POUTRE S

PIECE: 291 POT S_291

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 6.10 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 55 1.35(G1+G3)+1.5Q1 (1+3)*1.35+5*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 23500000.00$ daN/m²



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 220

h=22.0 cm	g _{M0} =1.10	g _{M1} =1.15	
b=11.0 cm	A _y =22.89 cm ²	A _z =15.88 cm ²	A _x =33.37 cm ²
tw=0.6 cm	I _y =2771.84 cm ⁴	I _z =204.89 cm ⁴	I _x =9.11 cm ⁴
tf=0.9 cm	W _{ply} =285.41 cm ³	W _{pIz} =58.11 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = -184.00 daN	M _{y,Ed} = -4079.11 daN*m	M _{z,Ed} = 0.19 daN*m	V _{y,Ed} = -0.06 daN
N _{t,Rd} = 71290.45 daN	M _{y,pl,Rd} = 6097.40 daN*m		M _{z,pl,Rd} = 1241.44 daN*m
	V _{y,T,Rd} = 28232.59 daN		
	M _{y,c,Rd} = 6097.40 daN*m	M _{z,c,Rd} = 1241.44 daN*m	V _{z,Ed} = -3777.08 daN
	MN _{y,Rd} = 6097.40 daN*m		MN _{z,Rd} = 1241.44 daN*m
	V _{z,T,Rd} = 19586.70 daN		
	M _{b,Rd} = 2089.87 daN*m		T _{t,Ed} = 0.03 daN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	M _{cr} = 2708.35 daN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.36
L _{cr,low} =3.05 m	Lam_LT = 1.57	f _{i,LT} = 1.84	XLT,mod = 0.36

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

Chapitre VIII : Vérification des éléments



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nt,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_y,Ed/MN_{y,Rd})^{2.00} + (M_z,Ed/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.45 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_y,Ed/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_z,Ed/V_{z,T,Rd} = 0.19 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_y,Ed/M_{b,Rd} = 1.95 > 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil incorrect !!!

Remarque :

Le profilé choisit IPE 220 n'est pas vérifié à la résistance, Robot nous propose (IPE 300) afin de remédier à cela.

NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Dimensionnement des familles (ELU) 6

Pièce		Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Familie : 6 POUTRE S							
296 POT S_296		IPE 270	ACIER	54.34	201.80	1.17	55 1.35(G1+G3)+1.5Q1
		IPE 300		48.95	182.11	0.90	
		IPE 330		44.50	171.93	0.68	

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: [NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 6 POUTRE S

PIECE: 291 POT S_291

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 6.10 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 55 1.35(G1+G3)+1.5Q1 (1+3)*1.35+5*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 23500000.00$ daN/m²



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 300

h=30.0 cm

gM0=1.10

gM1=1.15

b=15.0 cm

Ay=36.16 cm²

Az=25.68 cm²

Ax=53.81 cm²

Chapitre VIII : Vérification des éléments

tw=0.7 cm
tf=1.1 cm

Iy=8356.11 cm⁴
Wply=628.36 cm³

Iz=603.78 cm⁴
Wplz=125.22 cm³

Ix=20.21 cm⁴

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -184.00 daN	My,Ed = -4079.11 daN*m	Mz,Ed = 0.19 daN*m	Vy,Ed = -0.06 daN
Nt,Rd = 114957.73 daN	My,pl,Rd = 13424.05 daN*m		Mz,pl,Rd = 2675.15 daN*m
	Vy,T,Rd = 44597.94 daN		
	My,c,Rd = 13424.05 daN*m		Mz,c,Rd = 2675.15 daN*m
	Vz,Ed = -3777.08 daN		
	MN,y,Rd = 13424.05 daN*m		MN,z,Rd = 2675.15 daN*m
	Vz,T,Rd = 31673.10 daN		
	Mb,Rd = 4814.89 daN*m		Tt,Ed = 0.03 daN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 6350.62 daN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.37
Lcr,low=3.05 m	Lam_LT = 1.52	fi,LT = 1.77	XLT,mod = 0.37

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nt,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau},ty,Ed/(fy/(\text{sqrt}(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau},tz,Ed/(fy/(\text{sqrt}(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$My,Ed/Mb,Rd = 0.85 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

5. Vérification des pannes :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 2 pannes

PIECE: 201 pann_201

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 70 (G1+G2)+1.5V5 (1+2)*1.00+12*1.50

MATERIAU:

ACIER fy = 23500000.00 daN/m²



PARAMETRES DE LA SECTION: PANNE

h=20.0 cm
b=10.0 cm

gM0=1.10
Ay=19.58 cm²

gM1=1.15
Az=14.00 cm²

Ax=28.48 cm²

Chapitre VIII : Vérification des éléments

tw=0.6 cm	Iy=1943.17 cm ⁴	Iz=142.37 cm ⁴	Ix=7.02 cm ⁴
tf=0.9 cm	Wply=220.64 cm ³	Wplz=44.61 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -8.95 daN	My,Ed = 2095.81 daN*m	Mz,Ed = -8.63 daN*m	Vy,Ed = -1.79 daN
Nt,Rd = 60843.64 daN	My,pl,Rd = 4713.67 daN*m		Mz,pl,Rd = 953.03 daN*m
	Vy,T,Rd = 24145.04 daN		
	My,c,Rd = 4713.67 daN*m	Mz,c,Rd = 953.03 daN*m	Vz,Ed = -1167.93 daN
	MN,y,Rd = 4713.67 daN*m		MN,z,Rd = 953.03 daN*m
	Vz,T,Rd = 17262.81 daN		
	Mb,Rd = 2331.05 daN*m		Tt,Ed = 0.01 daN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 3435.36 daN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.50
Lcr,upp=6.10 m	Lam_LT = 1.23	fi,LT = 1.38	XLT,mod = 0.52

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N,Ed/Nt,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.3.(1))
 $(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.21 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.07 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$My,Ed/Mb,Rd = 0.90 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Profil correct !!!

6. Vérification des traverses :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: [NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 3 TRA

PIECE: 68 TRAVER_68

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 68 1.35(G1+G2)+1.5Q2 (1+2)*1.35+6*1.50

MATERIAU:

ACIER $fy = 23500000.00$ daN/m²



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 500

h=50.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.15	
b=20.0 cm	Ay=72.07 cm ²	Az=59.87 cm ²	Ax=115.52 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=48198.50 cm ⁴	Iz=2141.69 cm ⁴	Ix=89.66 cm ⁴
tf=1.6 cm	Wply=2194.12 cm ³	Wplz=335.88 cm ³	

Chapitre VIII : Vérification des éléments

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 4628.32 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = -9897.38 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = 4.01 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$V_{y,Ed} = 7.07 \text{ daN}$
$N_{c,Rd} = 246792.73 \text{ daN}$	$M_{y,Ed,max} = -20463.44 \text{ daN}\cdot\text{m}$		$M_{z,Ed,max} = -6.42 \text{ daN}\cdot\text{m}$
	$V_{y,T,Rd} = 88776.44 \text{ daN}$		
$N_{b,Rd} = 22897.54 \text{ daN}$	$M_{y,c,Rd} = 46874.38 \text{ daN}\cdot\text{m}$		$M_{z,c,Rd} = 7175.62 \text{ daN}\cdot\text{m}$
	$V_{z,Ed} = 6075.31 \text{ daN}$		
	$MN_{,y,Rd} = 46874.38 \text{ daN}\cdot\text{m}$		$MN_{,z,Rd} = 7175.62 \text{ daN}\cdot\text{m}$
	$V_{z,T,Rd} = 73787.35 \text{ daN}$		
	$M_{b,Rd} = 15998.83 \text{ daN}\cdot\text{m}$		$Tt_{,Ed} = 2.22 \text{ daN}\cdot\text{m}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 21684.53 \text{ daN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT -	$XLT = 0.36$
$L_{cr,low} = 12.29 \text{ m}$	$Lam_{LT} = 1.54$	$f_{i,LT} = 1.83$	$XLT,mod = 0.36$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 12.29 \text{ m}$	$Lam_y = 0.64$
$L_{cr,y} = 12.29 \text{ m}$	$X_y = 0.87$
$Lam_y = 60.18$	$k_{zy} = 0.97$



en z:

$L_z = 12.29 \text{ m}$	$Lam_z = 3.04$
$L_{cr,z} = 12.29 \text{ m}$	$X_z = 0.10$
$Lam_z = 285.48$	$k_{zz} = 1.15$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/MN_{,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{,z,Rd})^{1.00} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 60.18 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 285.48 > \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 1.28 > 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 1.19 > 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$


$$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 1.44 > 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$




Profil incorrect !!!

Remarque

Le profilé choisi IPE 500 n'est pas vérifié à la résistance, Robot nous propose (IPE 600) afin de remédier à cela.

Chapitre VIII : Vérification des éléments

 NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009 - Dimensionnement des familles (ELU) 3

Résultats		Messages					
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 3 TRA							
68 TRAVER_68	 IPE 550	ACIER	55.01	275.93	1.14	68	1.35(G1+G2)+1.5Q2
	 IPE 600		50.59	263.77	0.90		
	 IPE 750x137		40.62	225.97	0.77		

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 3 TRA

PIECE: 68 TRAVER_68

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 68 1.35(G1+G2)+1.5Q2 (1+2)*1.35+6*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 23500000.00$ daN/m²



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 600

h=60.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.15	
b=22.0 cm	Ay=94.30 cm ²	Az=83.78 cm ²	Ax=155.98 cm ²
tw=1.2 cm	Iy=92083.50 cm ⁴	Iz=3387.34 cm ⁴	Ix=166.12 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=3512.40 cm ³	Wplz=485.65 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 4628.32 daN	My,Ed = -9897.38 daN*m	Mz,Ed = 4.01 daN*m	Vy,Ed = 7.07 daN
Nc,Rd = 333230.00 daN	My,Ed,max = -20463.44 daN*m		Mz,Ed,max = -6.42 daN*m
	Vy,T,Rd = 116216.54 daN		
Nb,Rd = 35862.48 daN	My,c,Rd = 75037.64 daN*m		Mz,c,Rd = 10375.25 daN*m
	Vz,Ed = 6075.31 daN		
	MN,y,Rd = 75037.64 daN*m		MN,z,Rd = 10375.25 daN*m
	Vz,T,Rd = 103282.96 daN		
	Mb,Rd = 26107.74 daN*m		Tt,Ed = 2.22 daN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 36148.63 daN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.36
Lcr,low=12.29 m	Lam_LT = 1.51	fi,LT = 1.79	XLT,mod = 0.36

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 12.29 m	Lam_y = 0.54
Lcr,y = 12.29 m	Xy = 0.91
Lamy = 50.59	kzy = 0.98



en z:

Lz = 12.29 m	Lam_z = 2.81
Lcr,z = 12.29 m	Xz = 0.11
Lamz = 263.77	kzz = 1.06

Chapitre VIII : Vérification des éléments

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 50.59 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 263.77 > \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.78 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.73 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.90 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

7. Vérification des lisses de pignon :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: [NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 567 Barre_567

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 6.10 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 81 (G1+G5)+1.5V1 (1+15)*1.35+8*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 23500000.00$ daN/m²



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 180

h=18.0 cm

$g_{M0}=1.10$

$g_{M1}=1.15$

b=9.1 cm

$A_y=16.21$ cm²

$A_z=11.25$ cm²

$A_x=23.95$ cm²

tw=0.5 cm

$I_y=1316.96$ cm⁴

$I_z=100.85$ cm⁴

$I_x=4.81$ cm⁴

tf=0.8 cm

$W_{ply}=166.41$ cm³

$W_{plz}=34.60$ cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 17.70$ daN

$M_{y,Ed} = -149.27$ daN*m

$M_{z,Ed} = -523.14$ daN*m

$V_{y,Ed} = 480.90$ daN

$N_{c,Rd} = 51165.91$ daN

$M_{y,Ed,max} = -149.27$ daN*m

$M_{z,Ed,max} = -523.14$ daN*m

$V_{y,T,Rd} = 19984.37$ daN

$N_{b,Rd} = 4398.39$ daN

$M_{y,c,Rd} = 3555.12$ daN*m

$M_{z,c,Rd} = 739.18$ daN*m

$V_{z,Ed} = -146.36$ daN

$M_{N,y,Rd} = 3555.12$ daN*m

$M_{N,z,Rd} = 739.18$ daN*m

$V_{z,T,Rd} = 13875.51$ daN

$T_{t,Ed} = 0.11$ daN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

Chapitre VIII : Vérification des éléments



en y:

$L_y = 6.10 \text{ m}$

$L_{cr,y} = 6.10 \text{ m}$

$L_{amy} = 82.26$

$\lambda_{my} = 0.88$

$\chi_y = 0.75$

$k_{zy} = 0.54$



en z:

$L_z = 6.10 \text{ m}$

$L_{cr,z} = 6.10 \text{ m}$

$\lambda_{mz} = 297.27$

$\lambda_{mz} = 3.17$

$\chi_z = 0.09$

$k_{zz} = 0.91$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.71 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{my} = 82.26 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \lambda_{mz} = 297.27 > \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$N_{Ed}/(\chi_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.44 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(\chi_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.70 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

8. Vérification des lisses de long pan :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 567 Barre_567

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 6.10 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 81 (G1+G5)+1.5V1 (1+15)*1.35+8*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 23500000.00 \text{ daN/m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 180

$h = 18.0 \text{ cm}$

$g_{M0} = 1.10$

$g_{M1} = 1.15$

$b = 9.1 \text{ cm}$

$A_y = 16.21 \text{ cm}^2$

$A_z = 11.25 \text{ cm}^2$

$A_x = 23.95 \text{ cm}^2$

$t_w = 0.5 \text{ cm}$

$I_y = 1316.96 \text{ cm}^4$

$I_z = 100.85 \text{ cm}^4$

$I_x = 4.81 \text{ cm}^4$

$t_f = 0.8 \text{ cm}$

$W_{ply} = 166.41 \text{ cm}^3$

$W_{plz} = 34.60 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{Ed} = 17.70 \text{ daN}$

$M_{y,Ed} = -149.27 \text{ daN} \cdot \text{m}$

$M_{z,Ed} = -523.14 \text{ daN} \cdot \text{m}$

$V_{y,Ed} = 480.90 \text{ daN}$

$N_{c,Rd} = 51165.91 \text{ daN}$

$M_{y,Ed,max} = -149.27 \text{ daN} \cdot \text{m}$

$M_{z,Ed,max} = -523.14 \text{ daN} \cdot \text{m}$

$V_{y,T,Rd} = 19984.37 \text{ daN}$

$N_{b,Rd} = 4398.39 \text{ daN}$

$M_{y,c,Rd} = 3555.12 \text{ daN} \cdot \text{m}$

$M_{z,c,Rd} = 739.18 \text{ daN} \cdot \text{m}$

$V_{z,Ed} = -146.36 \text{ daN}$

$M_{N,y,Rd} = 3555.12 \text{ daN} \cdot \text{m}$

$M_{N,z,Rd} = 739.18 \text{ daN} \cdot \text{m}$

$V_{z,T,Rd} = 13875.51 \text{ daN}$

$T_{t,Ed} = 0.11 \text{ daN} \cdot \text{m}$

Classe de la section = 1

Chapitre VIII : Vérification des éléments



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$L_y = 6.10 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_y = 0.88$$

$$\text{Lcr}_y = 6.10 \text{ m}$$

$$X_y = 0.75$$

$$\text{Lam}_y = 82.26$$

$$k_{zy} = 0.54$$



en z:

$$L_z = 6.10 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_z = 3.17$$

$$\text{Lcr}_z = 6.10 \text{ m}$$

$$X_z = 0.09$$

$$\text{Lam}_z = 297.27$$

$$k_{zz} = 0.91$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N, \text{Ed}/N_c, R_d = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_y, \text{Ed}/M_{N,y}, R_d)^{2.00} + (M_z, \text{Ed}/M_{N,z}, R_d)^{1.00} = 0.71 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_y, \text{Ed}/V_y, T, R_d = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_z, \text{Ed}/V_z, T, R_d = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\text{Tau}, t_y, \text{Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\text{Tau}, t_z, \text{Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\text{Lambda}_y = 82.26 < \text{Lambda}_{\text{max}} = 210.00 \quad \text{Lambda}_z = 297.27 > \text{Lambda}_{\text{max}} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$N, \text{Ed}/(X_y * N, R_k/g_{M1}) + k_{yy} * M_y, \text{Ed}, \text{max}/(XLT * M_y, R_k/g_{M1}) + k_{yz} * M_z, \text{Ed}, \text{max}/(M_z, R_k/g_{M1}) = 0.44 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N, \text{Ed}/(X_z * N, R_k/g_{M1}) + k_{zy} * M_y, \text{Ed}, \text{max}/(XLT * M_y, R_k/g_{M1}) + k_{zz} * M_z, \text{Ed}, \text{max}/(M_z, R_k/g_{M1}) = 0.70 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

9. Vérification des contreventements (Palée de stabilité):

Remarque :

Le profilé choisi CAE 55 x 6 ne vérifie pas les conditions de la résistance, Robot nous propose CAE 75 x 10 qui vérifie toutes les conditions de stabilité.

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: [NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009](#), [Eurocode 3: Design of steel structures](#).

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 762 Barre_762

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 19 G1+EY (1+18)*1.00

MATERIAU:

ACIER $f_y = 23500000.00 \text{ daN/m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 75x10

$$h = 7.5 \text{ cm}$$

$$g_{M0} = 1.10$$

$$g_{M1} = 1.15$$

$$b = 15.5 \text{ cm}$$

$$A_y = 15.00 \text{ cm}^2$$

$$A_z = 13.50 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 28.22 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 1.0 \text{ cm}$$

$$I_y = 142.34 \text{ cm}^4$$

$$I_z = 313.12 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 9.33 \text{ cm}^4$$

$$t_f = 1.0 \text{ cm}$$

$$W_{ely} = 26.91 \text{ cm}^3$$

$$W_{elz} = 40.40 \text{ cm}^3$$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

Chapitre VIII : Vérification des éléments

$N_{,Ed} = 2205.00 \text{ daN}$ $M_{y,Ed} = -95.41 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $M_{z,Ed} = 6.34 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $V_{y,Ed} = 2.22 \text{ daN}$
 $N_{c,Rd} = 60288.18 \text{ daN}$ $M_{y,Ed,max} = -95.41 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $V_{y,T,Rd} = 18501.45 \text{ daN}$ $M_{z,Ed,max} = 14.12 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 $N_{b,Rd} = 3231.35 \text{ daN}$ $M_{y,c,Rd} = 574.84 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $M_{z,c,Rd} = 863.14 \text{ daN}\cdot\text{m}$ $V_{z,Ed} = 66.47 \text{ daN}$
 $V_{z,T,Rd} = 16651.31 \text{ daN}$
 $T_{t,Ed} = 0.04 \text{ daN}\cdot\text{m}$
 Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_{y} = 8.56 \text{ m}$ $L_{am_y} = 4.06$
 $L_{cr,y} = 8.56 \text{ m}$ $X_{y} = 0.06$
 $L_{am_y} = 380.98$ $k_{yy} = 2.39$



en z:

$L_{z} = 8.56 \text{ m}$ $L_{am_z} = 2.74$
 $L_{cr,z} = 8.56 \text{ m}$ $X_{z} = 0.12$
 $L_{am_z} = 256.87$ $k_{yz} = 1.38$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.13 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{,x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{,y,Ed})^2} / (f_y / g_{M0}) = 0.21 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 380.98 > \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 256.87 > \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$N_{,Ed}/(X_{min} \cdot N_{,Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.88 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_{min} \cdot N_{,Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.84 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

10. Vérification des contreventements (Poutre au vent):

Remarque :

Le profilé choisi CAE 55 x 6 ne vérifie pas les conditions de la résistance, Robot nous propose CAE 75 x 10 qui vérifie toutes les conditions de stabilité.

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 788 Barre_788

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 20 G1+EX (1+16)*1.00

MATERIAU:

ACIER $f_y = 23500000.00 \text{ daN}/\text{m}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: 2 CAE 75x10

Chapitre VIII : Vérification des éléments

h=7.5 cm	gM0=1.10	gM1=1.15	
b=15.5 cm	Ay=15.00 cm ²	Az=13.50 cm ²	Ax=28.22 cm ²
tw=1.0 cm	Iy=142.34 cm ⁴	Iz=313.12 cm ⁴	Ix=9.33 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wely=26.91 cm ³	Welz=40.40 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 237.88 daN	My,Ed = -161.70 daN*m	Mz,Ed = 0.84 daN*m	Vy,Ed = 0.27 daN
Nc,Rd = 60288.18 daN	My,Ed,max = -161.70 daN*m		Mz,Ed,max = -1.30 daN*m
	Vy,T,Rd = 18501.45 daN		
Nb,Rd = 2751.54 daN	My,c,Rd = 574.84 daN*m	Mz,c,Rd = 863.14 daN*m	Vz,Ed = 102.34 daN
			Vz,T,Rd = 16651.31 daN
			Tt,Ed = -0.02 daN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 9.30 m	Lam_y = 4.41
Lcr,y = 9.30 m	Xy = 0.05
Lamy = 414.23	kyy = 1.11



en z:

Lz = 9.30 m	Lam_z = 2.97
Lcr,z = 9.30 m	Xz = 0.10
Lamz = 279.29	kyz = 0.97

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nc,Rd + My,Ed/My,c,Rd + Mz,Ed/Mz,c,Rd = 0.28 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\text{Sig}_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\text{Tau}_{y,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.29 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$Vy,Ed/Vy,c,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6(1))$$

$$Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\text{Lambda}_y = 414.23 > \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{Lambda}_z = 279.29 > \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$N,Ed / (X_{min} \cdot N_{Rk} / gM1) + k_{yy} \cdot My,Ed,max / (X_{LT} \cdot My_{Rk} / gM1) + k_{yz} \cdot Mz,Ed,max / (Mz_{Rk} / gM1) = 0.24 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N,Ed / (X_{min} \cdot N_{Rk} / gM1) + k_{zy} \cdot My,Ed,max / (X_{LT} \cdot My_{Rk} / gM1) + k_{zz} \cdot Mz,Ed,max / (Mz_{Rk} / gM1) = 0.20 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

Profil correct !!!

Chapitre VIII : Vérification des éléments

❖ Tableau récapitulative

Les différents éléments vérifiés sont résumés dans le tableau VIII.1 :

Élément	Profilé initial	Profilé suggéré	Observation
Poteau	HEA 340	HEA 340	Profilé vérifié
Traverse	IPE 500	IPE 600	Profilé augmenté
Poutre principale	IPE 400	IPE 400	Profilé vérifié
Poutre secondaire	IPE 220	IPE 300	Profilé augmenté
Solive	IPE 200	IPE 270	Profilé augmenté
Panne	IPE 200	IPE 200	Profilé vérifié
Lisse de bardage	IPE 180	IPE 180	Profilé vérifié
	IPE 200	IPE 200	
Contreventement	CAE 55 x 6	2CAE 75 x 10	Profilé augmenté

Tableau VIII.1 : Profilés retenus après vérification.



Chapitre IX: calcul des assemblages



Introduction :

Les ossatures de bâtiments en acier sont constituées de différents types d'éléments structuraux qui doivent être chacun et de manière appropriée, relié aux parties environnantes de la structure. Cela implique le recours à de nombreuses formes d'assemblages.

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Les trois principaux types d'assemblages dans un portique à simple travée sont ceux qui se situent au niveau du jarret, du faitage et du pied de poteau.

Le jarret peut être utilisé afin d'augmenter la résistance à la flexion de la traverse ainsi que pour fournir suffisamment de hauteur au niveau de l'interface traverse-poteau, pour que l'assemblage soit efficace.

1. Classe d'assemblages

Les classes principales d'assemblages sont les suivantes :

- Assemblages où se produit un changement de direction : assemblages poutre-poteau, assemblages poutre-poutre et assemblages entre éléments de structures en treillis ;
- Assemblages d'éléments différents incluant l'assemblage de la structure en acier à d'autres parties du bâtiment comme : les pieds de poteaux, les assemblages au noyau en béton et les assemblages avec des panneaux, des planchers et des toitures.

2. Type d'assemblages

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés : qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants :
 - Le rivetage ;
 - Le boulonnage.
- Les assemblages encastrés (rigides) : qui transmettent en outre les divers moments :
 - Le collage ;
 - Le soudage.

Les moyens les plus courants dans l'assemblage des structures métalliques sont : le boulonnage et la soudure.

• Le boulonnage

Les boulons de construction sont disponibles dans de nombreuses dimensions et nuances. Les boulons non précontraints sont utilisés dans la majorité des structures. En cas d'exigences particulières en matière de raideur, par exemple lorsque le glissement doit être empêché en raison d'un chargement alterné ou d'un risque de fatigue, on a recours à des boulons à haute résistance précontraints.

Chapitre IX: calcul des assemblages

La résistance d'un assemblage (non précontraint) travaillant en pression diamétrale dépend de la résistance des boulons en cisaillement et de la résistance des plats à la pression diamétrale.

Il existe deux (02) types de boulons à savoir :

- **Boulons ordinaires**

Les boulons ordinaires sont fabriqués avec de l'acier à faible teneur en carbone, ils sont prévus pour être mis en œuvre avec un serrage simple non contrôlé.

La transmission des efforts se fait par obstacle (pression des boulons contre les trous des pièces assemblées par cisaillement des tiges). Ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables.

Ses caractéristiques dimensionnelles et mécaniques sont résumées dans le tableau IX.1 et IX.2 :

Principales caractéristiques géométrique									
Diamètre de la partie non filetée de la vis	8	10	12	14	16	18	20	22	24
Diamètre nominal du trou	9	11	13	15	18	20	22	24	26
Section nominale du boulon	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452
Section résistante de la partie filetée	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353
d_m	14	18,3	20,5	23,7	24,58	29,1	32,4	34,5	38,8

Tableau IX.1 : Caractéristiques dimensionnelles des boulons ordinaires.

Valeur de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau IX.2 : Caractéristique mécanique des boulons ordinaires selon leur classe d'acier

✓ **Les boulons précontraints (haute résistance) :**

Pressente le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Lors du boulonnage, il est serré fortement, ce qui a pour effet de lui communiquer un effort de précontrainte, qui agit parallèlement à l'axe du boulon. Cette précontrainte développe, par frottement mutuelle des pièces, une forte résistance à leur glissement relatif.

Contrairement aux boulons ordinaires, les boulons HR ne travaillent pas au cisaillement, mais transmettent les efforts par frottement.

Chapitre IX: calcul des assemblages

Le tableau IX.3 nous montre les caractéristiques mécaniques des boulons HR :

Classe	HR 8.8	HR 10.9
$f_{yb} (N/mm^2)$	640	900
$f_{ub} (N/mm^2)$	800	1000

Tableau IX.3 : Caractéristique mécanique des boulons précontraints selon leur classe d'acier.

Ses avantages :

- ✓ Déformation très réduite par rapport aux autres types d'assemblages boulonnés (granderaideur) ;
- ✓ Le boulon HR peut travailler en pression diamétrale s'il perd sa précontrainte ;
- ✓ Capacité à supporter des charges alternées ;
- ✓ Meilleur comportement en fatigue.

- **La soudure :**

Il existe plusieurs procédés dont le soudage à l'arc électrique, le soudage à l'arc à l'électrode enrobée, soudage manuel ou soudage à la baguette qui est le plus connu des procédés de soudure.

Lorsque des conditions favorables de travail sont réunies, le soudage constitue le moyen le plus économique de réaliser des assemblages résistants, c'est la raison pour laquelle les assemblages fabriqués en atelier sont habituellement soudés. En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudures doivent être inspectées pour déceler les éventuels défauts et ainsi s'assurer de leur capacité à remplir leur rôle qui leur est réservé au sein de la structure.

Deux types de soudures sont couramment utilisés : les soudures d'angle et les soudures en bout.

- ✓ En ce qui concerne notre travail nous allons utiliser le boulonnage.

3. Etapes de la vérification des assemblages :

Les vérifications se feront sous la combinaison la plus défavorable, en suivant ces étapes :

- Choix des dimensions de la platine et de boulons ;
- Vérifier la disposition constructive ;
- Vérification à la résistance (cisaillement) de l'assemblage ;
- Vérification à la pression diamétrale ;
- Vérifier la résistance ultime au cisaillement des pièces assemblées ;
- Vérification à la résistance de l'âme (du poteau) dans la zone tendue et comprimée ;
- Vérification à la résistance de l'âme (du poteau) dans la zone cisailée ;
- Dimensionnement de la plaque d'assise (uniquement pour pied de poteau) ;
- Vérification de la plaque d'assise à la projection étendue (pour pied de poteau) ;
- Vérifier la tige d'ancrage à la résistance (uniquement pour pied de poteau).

Chapitre IX: calcul des assemblages

I. Calcul des différents assemblages :

Le logiciel de calcul ROBOT nous permet de calculer automatiquement les différents assemblages, les résultats sont donnés comme suit :

1.Assemblage de rive (Poteau-Traverse) :

L'assemblage poteau-traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau. (Voir annexe 10)

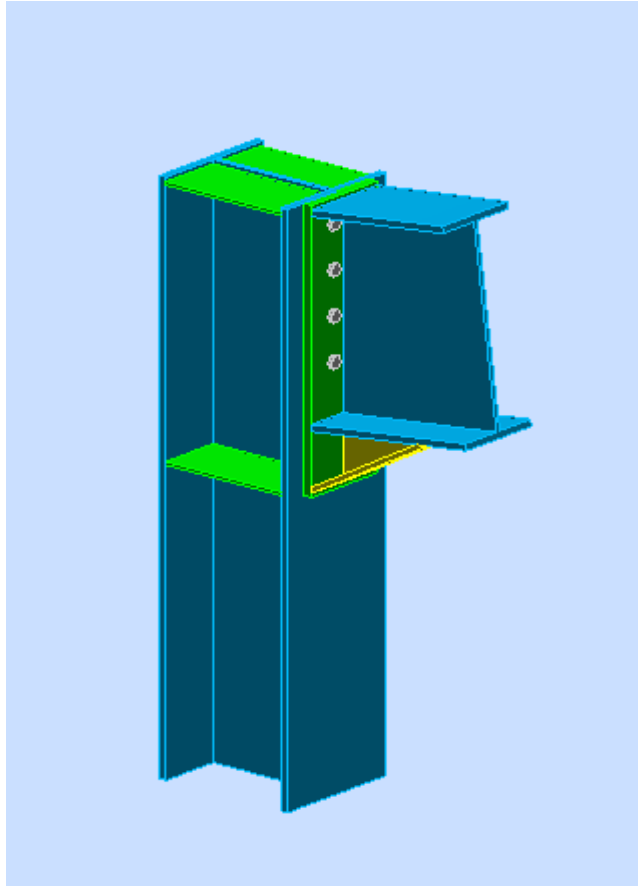


Figure IX.1 : Vue 3D de l'assemblage poteau traverse.



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,08

Chapitre IX: calcul des assemblages

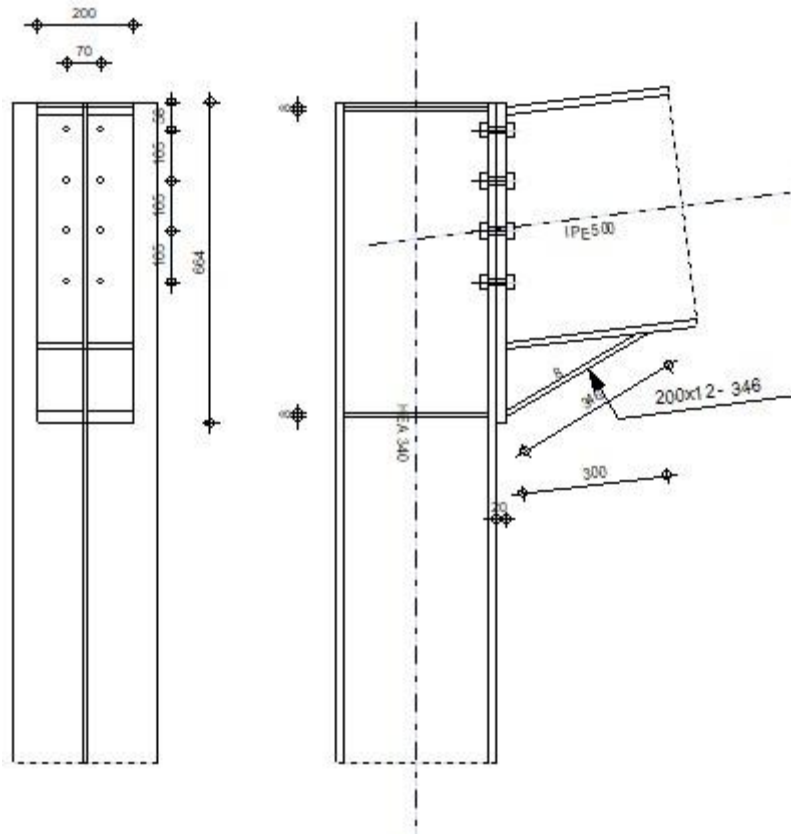


Figure IX.2 : Détail de l'assemblage poteau traverse

GENERAL

Assemblage N°: 1
Nom de l'assemblage : Angle de portique
Noeud de la structure: 4
Barres de la structure: 3, 7

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 340
Barre N°: 3
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 330$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 133,47$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 27693,10$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER
 $f_{yc} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 500
Barre N°: 7
 $\alpha = 7,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Chapitre IX: calcul des assemblages

$\alpha =$	7,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	500	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	200	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	16	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	115,52	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	48198,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER		
$f_{yb} =$	23500000,00	[daN/m ²]	Résistance

BOULONS

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

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	11304,00	[daN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	58	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70	[mm]	
Entraxe $p_i =$	105;105;105	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	664	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	200	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	ACIER		
$f_{yp} =$	23500000,00	[daN/m ²]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d =$	200	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	140	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	300	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	30,7	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	ACIER		
$f_{ybu} =$	23500000,00	[daN/m ²]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	297	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	23500000,00	[daN/m ²]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	297	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	ACIER		
$f_{ysu} =$	23500000,00	[daN/m ²]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	8	[mm]	Soudure âme
---------	---	------	-------------

Chapitre IX: calcul des assemblages

$a_w =$	8	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	12	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	8	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 98 : 1.35 (G1+G2+G3+G4+G5) + 1.5N + 1.5Q1 + 1.2EX (1+2+3+4+15) * 1.35 + (7+5) * 1.50 + 16 * 1.20

$M_{b1,Ed} =$	1319,64	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	972,94	[daN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-1295,65	[daN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	2380,85	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	569,14	[daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-2627,05	[daN]	Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b =$	115,52	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{cb,Rd} =$	271472,00	[daN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	71,07	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	96428,58	[daN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,01	< 1,00	vérifié	(0,01)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	2194,12	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	51561,82	[daN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} =$	2496,40	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{cb,Rd} =$	58665,49	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} =$	58665,49	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f =$	629	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$				
$F_{c,fb,Rd} =$	93308,11	[daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta =$	7,0	[Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma =$	30,7	[Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb} =$	249	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} =$	59,87	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,90		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	695335,50	[daN/m ²]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]

Chapitre IX: calcul des assemblages

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 115076,32 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wb} = 426 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,00 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,80 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 92394,63 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 70500,00 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 70500,00 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 1319,64 \quad [\text{daN}\cdot\text{m}] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \quad [\text{daN}\cdot\text{m}] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = 569,14 \quad [\text{daN}] \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 0,00 \quad [\text{daN}] \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 536 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 2176,11 \quad [\text{daN}] \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 44,95 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 44,95 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 636 \quad [\text{mm}] \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 479,84 \quad [\text{daN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 112,80 \quad [\text{daN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 112,80 \quad [\text{daN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad [6.2.6.1.(4)]$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 56749,54 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad [6.2.6.1]$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,04 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 10 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 305 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 44,95 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,81 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 1241392,92 \quad [\text{daN}/\text{m}^2] \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 19,81 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 101474,86 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 243 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,89 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,87 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 2,76 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 94243,72 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,low} = 94243,72 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Chapitre IX: calcul des assemblages

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	10	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	308	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	44,95	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,80		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	1241392,92	[daN/m ²]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	19,81	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1} =$	101726,82	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	243	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,90		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,87		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	2,76		Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$				
$F_{c,wc,Rd2} =$	94341,93	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$				
$F_{c,wc,Rd,upp} =$	94341,93	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	9	-	115	-	105	54	69	54	69	132	33	33	33
2	9	-	115	-	105	54	178	54	178	210	105	105	105
3	9	-	115	-	105	54	178	54	178	210	105	105	105
4	9	-	115	-	105	54	69	54	69	132	33	33	33

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	21	-	65	-	105	131	167	131	167	170	137	137	137
2	21	-	65	-	105	131	165	131	165	210	105	105	105
3	21	-	65	-	105	131	165	131	165	210	105	105	105
4	21	-	65	-	105	131	165	131	165	170	135	135	135

m	-	Distance du boulon de l'âme
m _x	-	Distance du boulon de l'aile de la poutre
e	-	Pince entre le boulon et le bord extérieur
e _x	-	Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
p	-	Entraxe des boulons
l _{eff,cp}	-	Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
l _{eff,nc}	-	Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
l _{eff,1}	-	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
l _{eff,2}	-	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
l _{eff,cp,g}	-	Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
l _{eff,nc,g}	-	Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
l _{eff,1,g}	-	Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
l _{eff,2,g}	-	Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} / 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$				
$N_{j,Rd} =$	141000,00	[daN]	Résistance de l'assemblage à la compression	[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$			0,01 < 1,00	vérifié
				(0,01)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

Chapitre IX: calcul des assemblages

$F_{t,Rd} = 11304,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$B_{p,Rd} = 21796,12$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement	[Tableau 3.4]
$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion	
$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction	
$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion	
$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction	
$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$	[6.2.6.4] , [Tab.6.2]
$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$	[6.2.6.3.(1)]
$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$	[6.2.6.5] , [Tab.6.2]
$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$	[6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F _{t1,Rd,comp} - Formule	F _{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	12030,79	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 12030,79$	12030,79	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 31400,30$	31400,30	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 43592,24$	43592,24	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 56749,54$	56749,54	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 94243,72$	94243,72	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 93308,11$	93308,11	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 70500,00$	70500,00	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F _{t2,Rd,comp} - Formule	F _{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	12030,79	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 12030,79$	12030,79	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 31400,30$	31400,30	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 43592,24$	43592,24	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^1 F_{ti,Rd} = 56749,54 - 12030,79$	44718,76	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 94243,72 - 12030,79$	82212,93	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 93308,11 - 12030,79$	81277,32	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 70500,00 - 12030,79$	58469,21	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 12030,79$	33185,21	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 29143,64 - 12030,79$	17112,85	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 12030,79$	33185,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum 1^1 F_{ij,Rd} = 58000,02 - 12030,79$	45969,23	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$	
$F_{t2,Rd} = 9885,31$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon	[6.2.7.2.(9)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F _{t3,Rd,comp} - Formule	F _{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	12030,79	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 12030,79$	12030,79	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 31400,30$	31400,30	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 43592,24$	43592,24	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{ti,Rd} = 56749,54 - 21916,10$	34833,44	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 94243,72 - 21916,10$	72327,62	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 93308,11 - 21916,10$	71392,01	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 70500,00 - 21916,10$	48583,90	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 9885,31$	35330,69	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 41830,96 - 9885,31$	31945,64	Ame du poteau - traction - groupe

Chapitre IX: calcul des assemblages

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 67824,00 - 21916,10$	45907, 90	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 46745,49 - 21916,10$	24829, 39	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 9885,31$	35330, 69	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 50337,00 - 9885,31$	40451, 69	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 67824,00 - 21916,10$	45907, 90	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 83168,52 - 21916,10$	61252, 42	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 7739, 84 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 7739, 84 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	12030, 79	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 22608,00$	22608, 00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 12030,79$	12030, 79	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 22608,00$	22608, 00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 31400,30$	31400, 30	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 43592,24$	43592, 24	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 56749,54 - 29655,93$	27093, 61	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 94243,72 - 29655,93$	64587, 79	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 93308,11 - 29655,93$	63652, 17	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 70500,00 - 29655,93$	40844, 07	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 7739,84$	37476, 16	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 29143,64 - 7739,84$	21403, 81	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 67824,00 - 17625,15$	50198, 85	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 46745,49 - 17625,15$	29120, 34	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 90432,00 - 29655,93$	60776, 07	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 51182,45 - 29655,93$	21526, 52	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 7739,84$	37476, 16	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 57485,59 - 7739,84$	49745, 75	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 67824,00 - 17625,15$	50198, 85	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 82654,09 - 17625,15$	65028, 94	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 90432,00 - 29655,93$	60776, 07	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 115485,61 - 29655,93$	85829, 67	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 5594, 36 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 5594, 36 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	589	12030, 79	22608, 00	12030, 79	22608, 00	31400, 30	22608, 00	43592, 24
2	484	9885, 31	22608, 00	12030, 79	22608, 00	31400, 30	22608, 00	43592, 24
3	379	7739, 84	22608, 00	12030, 79	22608, 00	31400, 30	22608, 00	43592, 24
4	274	5594, 36	22608, 00	12030, 79	22608, 00	31400, 30	22608, 00	43592, 24

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{ij,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 16329, 44 \quad [\text{daN}\cdot\text{m}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd}$$

[Tableau 3.4]

Chapitre IX: calcul des assemblages

$\alpha_v =$	0,60	Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$\beta_{Lf} =$	0,98	Coefficient réducteur pour les assemblages longs	[3.8]
$F_{v,Rd} =$	9424,78 [daN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	11304,00 [daN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	19272,00 [daN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	19272,00 [daN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	22608,00	-323,91	12030,79	972,25	648,34	18463,44
2	22608,00	-323,91	9885,31	798,87	474,95	18566,70
3	22608,00	-323,91	7739,84	625,48	301,57	18669,96
4	22608,00	-323,91	5594,36	452,10	128,19	18773,21

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Rd} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$$

$$V_{j,Rd} = 74473,32 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,01 < 1,00$$

vérifié

$$(0,01)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	166,55 [cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	77,71 [cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	88,84 [cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	69616,20 [cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} =$	465123,98 [daN/m ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-443783,21 [daN/m ²]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	109514,77 [daN/m ²]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80	Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	930247,96 < 36500000,00	vérifié	(0,03)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	907609,28 < 36500000,00	vérifié	(0,02)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	465123,98 < 26280000,00	vérifié	(0,02)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{wash} =$	4 [mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	12 [mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	16 [mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	59 [mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	4 [mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	13,39	613,16
1	589	1	203	104	1	3,63	213,92
2	484	1	340	83	1	4,52	218,83
3	379	1	340	83	1	3,54	134,15
4	274	1	203	104	1	1,69	46,26

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j}))$$

$$[6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j^2 / \sum k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 458 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent}$$

$$[6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

Chapitre IX: calcul des assemblages

$k_{eq} =$	3 [mm]	Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons	[6.3.3.1.(1)]
$A_{vc} =$	44,95 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\beta =$	1,00	Paramètre de transformation	[5.3.(7)]
$z =$	458 [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$k_1 =$	4 [mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement	[6.3.2.(1)]
$k_2 =$	∞	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression	[6.3.2.(1)]
$S_{j,ini} =$	$E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$		[6.3.1.(4)]
$S_{j,ini} =$	7218415,92 [daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$\mu =$	1,00	Coefficient de rigidité de l'assemblage	[6.3.1.(6)]
$S_j =$	$S_{j,ini} / \mu$		[6.3.1.(4)]
$S_j =$	7218415,92 [daN*m]	Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]
Classification de l'assemblage par rigidité.			
$S_{j,rig} =$	6587565,46 [daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} =$	411722,84 [daN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]
$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE			

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DU POTEAU EN TRACTION

REMARQUES

Pince du boulon trop grande.	291 [mm] > 120 [mm]
Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre	8 [mm] < 10 [mm]
Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre	12 [mm] < 16 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,08

Conclusion :

La vérification automatique le logiciel ROBOT de l'assemblage poteau-traverse satisfaite, ou son détail est schématisé à la figure (figure IX.2)

2.Assemblage de faitage (Traverse-Traverse) :

Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites (environ 16 m) pour le transport, L'assemblage du faitage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

L'assemblage traverse-traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée. (Voir annexe 11)

Chapitre IX: calcul des assemblages

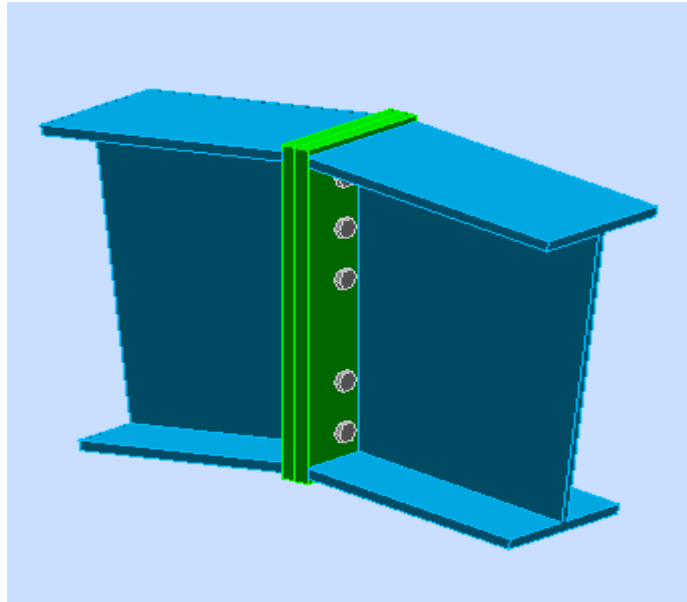




Figure IX.3 : Vue 3D de l'assemblage au niveau de faitage

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

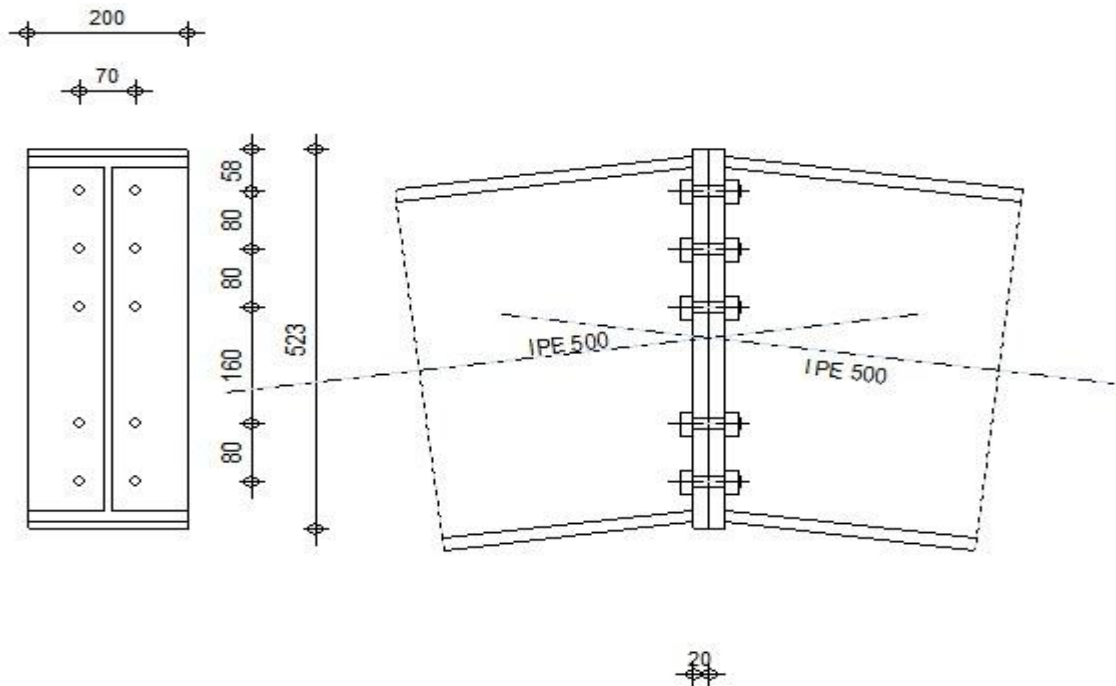


Figure IX.4 : Détail de l'assemblage au niveau de faitage

Chapitre IX: calcul des assemblages

Assemblage N°: 13
Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
Noeud de la structure: 120
Barres de la structure: 140, 141

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: IPE 500
Barre N°: 140
 $\alpha = -173,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 500$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbl} = 200$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbl} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbl} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{bl} = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{bl} = 115,52$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 48198,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER
 $f_{yb} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé: IPE 500
Barre N°: 141
 $\alpha = -7,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{br} = 500$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbr} = 200$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbr} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbr} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{br} = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{br} = 115,52$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbr} = 48198,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER
 $f_{yb} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

BOULONS

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

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 11304,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 58$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 70$ [mm]
Entraxe $p_i = 80; 80; 160; 80$ [mm]

PLATINE

$h_{pr} = 523$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_{pr} = 200$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{pr} = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER

Chapitre IX: calcul des assemblages

$f_{yp} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

SOUDES D'ANGLE

$a_w = 8$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 12$ [mm] Soudure semelle

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 80: $(G1+G2+G3+G4+G5)+1.5V5$ $(1+2+3+4+15) * 1.00 + 12 * 1.50$

$M_{b1,Ed} = -18091,83$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = -7741,83$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = 2103,28$ [daN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b = 115,52$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.3]

$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{tb,Rd} = 271472,00$ [daN] Résistance de calcul de la section à la traction EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 59,87$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 81232,72$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,10 < 1,00$ **vérifié** (0,10)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 2194,12$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 51561,82$ [daN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 2194,12$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 51561,82$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 51561,82$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 484$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 106532,69$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	21	-	65	-	80	131	167	131	167	145	124	124	124
2	21	-	65	-	120	131	165	131	165	240	120	120	120
3	21	-	65	-	120	131	165	131	165	240	120	120	120
4	21	-	65	-	80	131	165	131	165	160	80	80	80
5	21	-	65	-	80	131	165	131	165	145	122	122	122

Chapitre IX: calcul des assemblages

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- $l_{eff,cp}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- $l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA TRACTION

- $F_{t,Rd} = 11304,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $B_{p,Rd} = 26419,54$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]
 $N_{j,Rd} = \text{Min}(N_{tb,Rd}, n_v n_h F_{t,Rd}, n_v n_h B_{p,Rd})$
 $N_{j,Rd} = 113040,00$ [daN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]
 $N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,02 < 1,00$ vérifié (0,02)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

- $F_{t,Rd} = 11304,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $B_{p,Rd} = 26419,54$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]
 $F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion
 $F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction
 $F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion
 $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction
 $F_{t,fc,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4], [Tab.6.2]
 $F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]
 $F_{t,ep,Rd} = \text{Min}(F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5], [Tab.6.2]
 $F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min}(F_{t1,Rd,comp})$	22608,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 31400,30$	31400,30	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,08$	52839,08	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 106532,69$	106532,69	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min}(F_{t2,Rd,comp})$	22608,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 31400,30$	31400,30	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,08$	52839,08	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 106532,69 - 22608,00$	83924,69	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 58599,27 - 22608,00$	35991,27	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

- $F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$
 $F_{t2,Rd} = 18496,89$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	22608,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction

Chapitre IX: calcul des assemblages

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(3)} = 31400,30$	31400,30	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,08$	52839,08	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 106532,69 - 41104,89$	65427,79	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 18496,89$	26719,11	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 57528,00 - 18496,89$	39031,11	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 67824,00 - 41104,89$	26719,11	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 87363,27 - 41104,89$	46258,38	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 10274,68 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 10274,68 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	22608,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 31400,30$	31400,30	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,08$	52839,08	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{ij,Rd} = 106532,69 - 51379,57$	55153,12	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 45158,23 - 10274,68$	34883,56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{ij,Rd} = 47940,00 - 10274,68$	37665,32	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 67824,00 - 28771,57$	39052,43	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{ij,Rd} = 76704,00 - 28771,57$	47932,43	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 90432,00 - 51379,57$	39052,43	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{ij,Rd} = 106539,27 - 51379,57$	55159,70	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 6163,57 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 6163,57 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	22608,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 31400,30$	31400,30	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52839,08$	52839,08	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 106532,69 - 57543,13$	48989,55	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 6163,57$	39052,43	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 48496,84 - 6163,57$	42333,27	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 67824,00 - 16438,24$	51385,76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 77260,84 - 16438,24$	60822,60	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 90432,00 - 34935,13$	55496,87	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 106024,84 - 34935,13$	71089,71	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 113040,00 - 57543,13$	55496,87	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 135860,11 - 57543,13$	78316,97	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 2052,46 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 2052,46 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	440	22608,00	-	-	22608,00	31400,30	22608,00	52839,08
2	360	18496,89	-	-	22608,00	31400,30	22608,00	52839,08

Chapitre IX: calcul des assemblages

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
3	200	10274,68	-	-	22608,00	31400,30	22608,00	52839,08
4	120	6163,57	-	-	22608,00	31400,30	22608,00	52839,08
5	40	2052,46	-	-	22608,00	31400,30	22608,00	52839,08

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 19479,47 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,93 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,93)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,95 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 9168,42 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 11304,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 23360,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 23360,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	22608,00	420,66	22608,00	20997,49	21418,15	5928,43
2	22608,00	420,66	18496,89	17179,24	17599,90	8140,50
3	22608,00	420,66	10274,68	9542,75	9963,40	12564,64
4	22608,00	420,66	6163,57	5724,50	6145,15	14776,71
5	22608,00	420,66	2052,46	1906,25	2326,91	16988,78

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

F_{tj,Ed,M} – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

F_{tj,Ed} – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

F_{vj,Rd} – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 58399,05 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,13 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 104,15 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 35,47 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 68,67 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 29272,59 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 10183981,90 \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 9521533,55 \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = -1127342,78 \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 20367963,81 < 36500000,00 \text{ vérifié} \quad (0,56)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 19142912,78 < 36500000,00 \text{ vérifié} \quad (0,52)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 10183981,90 < 26280000,00 \text{ vérifié} \quad (0,39)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 12 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 16 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 58 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

Chapitre IX: calcul des assemblages

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	45,91	1505,01
1	440	∞	∞	99	4	17,52	770,74
2	360	∞	∞	95	4	14,29	514,38
3	200	∞	∞	95	4	7,94	158,72
4	120	∞	∞	64	4	4,57	54,83
5	40	∞	∞	97	4	1,59	6,34

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=3}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 328 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 14 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 31605297,07 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2,45 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 12911277,53 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 6587565,46 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 411722,84 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

RUPTURE DES BOULONS

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,93
--	-------	------

Conclusion :

La vérification automatique le logiciel ROBOT de l'assemblage traverse-traverse est satisfait, ou son détail est schématiser à la figure (figure IX.4)

3.Assemblage (poteau-poutre) :

L'assemblage est réalisé à l'aide d'une cornière qui relie l'âme de la poutre avec l'âme de la poutre. (Voir annexe 12)

Chapitre IX: calcul des assemblages

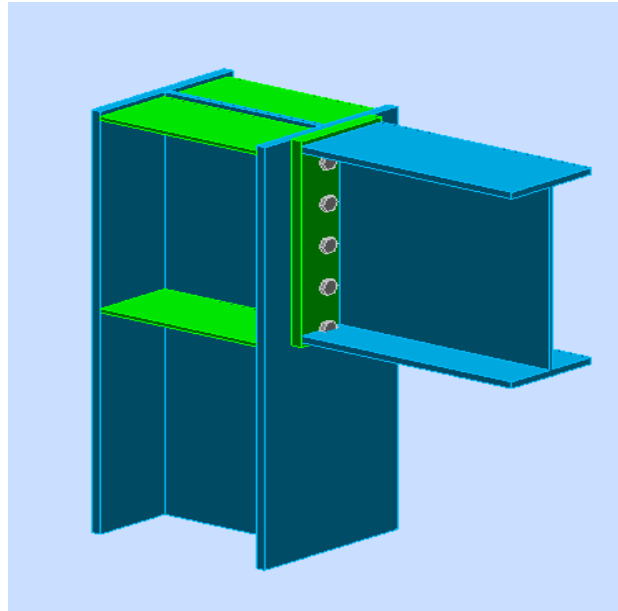




Figure IX.5 : Vue 3D de l'assemblage poutre-poteau

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 Calcul de l'Encastrement Poutre-Poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	 Ratio 1,00
---	--	---

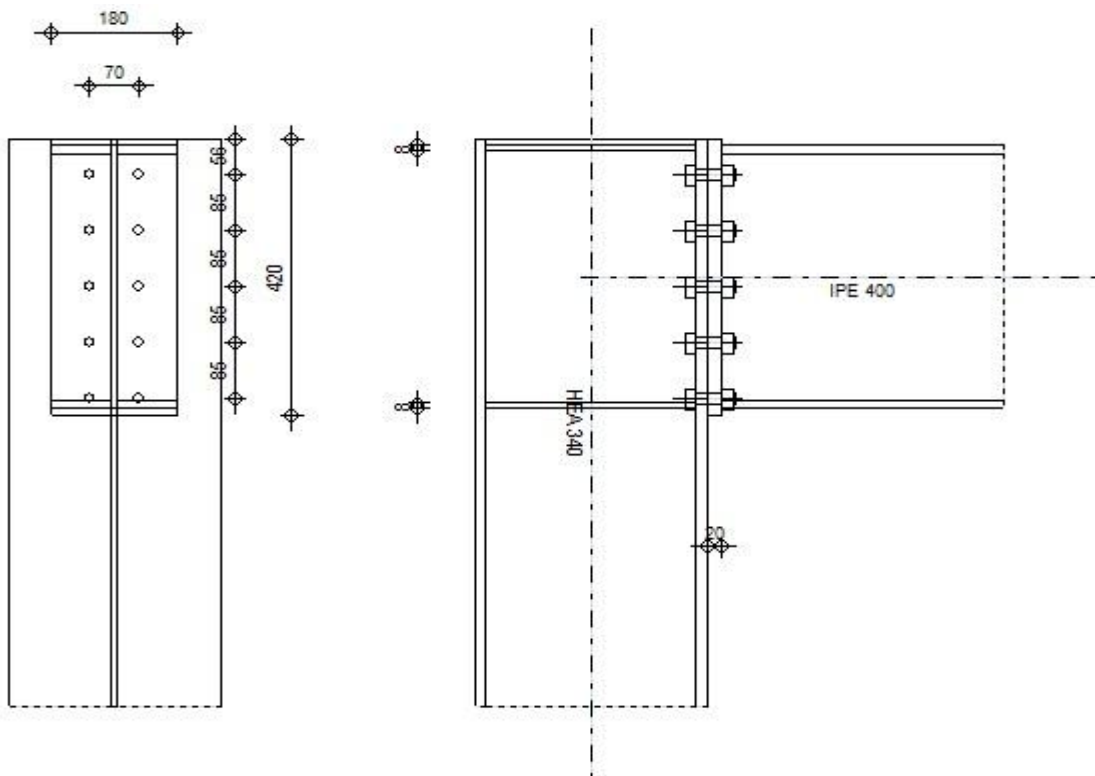


Figure IX.6 : Détail sur l'assemblage poutre-poteau

GENERAL

Assemblage N°: 4

Chapitre IX: calcul des assemblages

Assemblage N°: 4
Nom de l'assemblage : Angle de portique
Noeud de la structure: 30
Barres de la structure: 34, 54

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 340
Barre N°: 34
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 330$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 133,47$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 27693,10$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER
 $f_{yc} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

POUTRE

Profilé: IPE 400
Barre N°: 54
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 400$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 180$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 84,46$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 23128,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER
 $f_{yb} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
Classe = 10.9 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 11304,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 56$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i = 70$ [mm]
Entraxe $p_i = 85; 85; 85; 85$ [mm]

PLATINE

$h_p = 420$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 180$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER
 $f_{yp} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Chapitre IX: calcul des assemblages

Supérieur

$h_{su} =$	297	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	297	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

SOUDES D'ANGLE

$a_w =$	7	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	10	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	7	[mm]	Soudure du raidisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 98: $1.35(G1+G2+G3+G4+G5)+1.5N+1.5Q1+1.2EX (1+2+3+4+15)*1.35+(7+5)*1.50+16*1.20$

$M_{b1,Ed} =$	10419,22	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	8607,62	[daN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	490,16	[daN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	5456,11	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	1355,05	[daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-23653,54	[daN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	-3725,88	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	-2209,52	[daN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	-13223,11	[daN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

TRACTION

$A_b =$	84,46	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.3]
$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{tb,Rd} =$	198481,00	[daN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	42,69	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	57922,00	[daN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$		$0,15 < 1,00$	vérifié	(0,15)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	1307,15	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	30718,03	[daN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} =$	1307,15	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
------------	---------	--------------------	---------------------------------	--------------------

Chapitre IX: calcul des assemblages

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{cb,Rd} = 30718,03 \text{ [daN*m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 30718,03 \text{ [daN*m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_f = 387 \text{ [mm]}$ Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$
 $F_{c,fb,Rd} = 79477,43 \text{ [daN]}$ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 10419,22 \text{ [daN*m]}$ Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]
 $M_{b2,Ed} = 0,00 \text{ [daN*m]}$ Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]
 $V_{c1,Ed} = 1355,05 \text{ [daN]}$ Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]
 $V_{c2,Ed} = -2209,52 \text{ [daN]}$ Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]
 $Z = 305 \text{ [mm]}$ Bras de levier [6.2.5]
 $V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$
 $V_{wp,Ed} = 32351,11 \text{ [daN]}$ Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]
 $A_{vs} = 44,95 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $A_{vc} = 44,95 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $d_s = 392 \text{ [mm]}$ Distance entre les centres de gravités des raidisseurs [6.2.6.1.(4)]
 $M_{pl,fc,Rd} = 479,84 \text{ [daN*m]}$ Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion [6.2.6.1.(4)]
 $M_{pl,stu,Rd} = 112,80 \text{ [daN*m]}$ Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion [6.2.6.1.(4)]
 $M_{pl,sti,Rd} = 112,80 \text{ [daN*m]}$ Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion [6.2.6.1.(4)]
 $V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$
 $V_{wp,Rd} = 57908,88 \text{ [daN]}$ Résistance du panneau d'âme au cisaillement [6.2.6.1]
 $V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$ $0,56 < 1,00$ vérifié (0,56)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 10 \text{ [mm]}$ Epaisseur efficace de l'âme du poteau [6.2.6.2.(6)]
 $b_{eff,c,wc} = 299 \text{ [mm]}$ Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]
 $A_{vc} = 44,95 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $\omega = 0,81$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]
 $\sigma_{com,Ed} = 4166000,05 \text{ [daN/m}^2\text{]}$ Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]
 $k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]
 $A_s = 19,65 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme EN1993-1-1:[6.2.4]
 $F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$
 $F_{c,wc,Rd1} = 100366,30 \text{ [daN]}$ Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 243 \text{ [mm]}$ Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_p = 0,89$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
 $\rho = 0,87$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_s = 2,76$ Elancement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]
 $\chi_s = 1,00$ Coefficient de flambement du raidisseur EN1993-1-1:[6.3.1.2]
 $F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$
 $F_{c,wc,Rd2} = 93568,70 \text{ [daN]}$ Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$
 $F_{c,wc,Rd} = 93568,70 \text{ [daN]}$ Résistance de l'âme du poteau [6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	9	-	115	-	85	54	69	54	69	112	23	23	23
2	9	-	115	-	85	54	178	54	178	170	85	85	85
3	9	-	115	-	85	54	178	54	178	170	85	85	85
4	9	-	115	-	85	54	178	54	178	170	85	85	85

Chapitre IX: calcul des assemblages

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t,fc,Rd(2)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 12030,79$	12030,79	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 28927,28$	28927,28	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 43592,24$	43592,24	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 57908,88 - 12030,79$	45878,09	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 93568,70 - 12030,79$	81537,91	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 79477,43 - 12030,79$	67446,64	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 42793,26 - 12030,79$	30762,47	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 23237,51 - 12030,79$	11206,73	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 12030,79$	33185,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 46444,08 - 12030,79$	34413,29	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min}(F_{t3,Rd,comp})$	12030,79	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 12030,79$	12030,79	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 28927,28$	28927,28	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 43592,24$	43592,24	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 57908,88 - 23237,51$	34671,37	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 93568,70 - 23237,51$	70331,18	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 79477,43 - 23237,51$	56239,91	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 11206,73$	34009,27	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 35119,64 - 11206,73$	23912,91	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 67824,00 - 23237,51$	44586,49	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 38989,25 - 23237,51$	15751,73	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 40708,45 - 11206,73$	29501,72	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 34357,00 - 11206,73$	23150,27	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 66546,82 - 23237,51$	43309,30	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 63622,58 - 23237,51$	40385,07	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	12030,79	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 12030,79$	12030,79	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 28927,28$	28927,28	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 43592,24$	43592,24	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 57908,88 - 35268,30$	22640,58	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 93568,70 - 35268,30$	58300,40	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 79477,43 - 35268,30$	44209,12	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 12030,79$	33185,21	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 35119,64 - 12030,79$	23088,85	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 67824,00 - 23237,51$	44586,49	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 48502,74 - 23237,51$	25265,22	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 90432,00 - 35268,30$	55163,70	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 51501,12 - 35268,30$	16232,81	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 40708,45 - 12030,79$	28677,66	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 34357,00 - 12030,79$	22326,21	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 61062,67 - 23237,51$	37825,15	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 51535,50 - 23237,51$	28297,99	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 86901,04 - 35268,30$	51632,74	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 80801,08 - 35268,30$	45532,78	Ame de la poutre - traction - groupe

Chapitre IX: calcul des assemblages

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	6983,22	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 12030,79$	12030,79	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 28927,28$	28927,28	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 43592,24$	43592,24	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 57908,88 - 47299,09$	10609,79	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 93568,70 - 47299,09$	46269,61	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 79477,43 - 47299,09$	32178,34	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 42793,26 - 12030,79$	30762,47	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 23237,51 - 12030,79$	11206,73	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 67824,00 - 24061,57$	43762,43	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 38989,25 - 24061,57$	14927,67	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 90432,00 - 35268,30$	55163,70	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 51501,12 - 35268,30$	16232,81	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 112117,47 - 47299,09$	64818,38	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 54282,31 - 47299,09$	6983,22	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 44141,19 - 12030,79$	32110,40	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 41922,78 - 12030,79$	29891,99	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 64495,41 - 24061,57$	40433,84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 59101,28 - 24061,57$	35039,70	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 84849,63 - 35268,30$	49581,33	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 76279,78 - 35268,30$	41011,47	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 110688,00 - 47299,09$	63388,92	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 105545,36 - 47299,09$	58246,27	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	348	12030,79	22608,00	12030,79	22608,00	28927,28	22608,00	43592,24
2	263	11206,73	22608,00	12030,79	22608,00	28927,28	22608,00	43592,24
3	178	12030,79	22608,00	12030,79	22608,00	28927,28	22608,00	43592,24
4	93	12030,79	22608,00	12030,79	22608,00	28927,28	22608,00	43592,24
5	8	6983,22	22608,00	12030,79	22608,00	28927,28	22608,00	43592,24

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 10436,72 \text{ [daN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion}$$

[6.2]

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$1,00 < 1,00$$

vérifié

(1,00)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60$$

Coefficient pour le calcul de F_{v,Rd}

[Tableau 3.4]

$$\beta_{Lf} = 0,97$$

Coefficient réducteur pour les assemblages longs

[3.8]

$$F_{v,Rd} = 9349,38 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

$$F_{t,Rd,max} = 11304,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon à la traction}$$

[Tableau 3.4]

$$F_{b,Rd,int} = 19272,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale}$$

[Tableau 3.4]

$$F_{b,Rd,ext} = 10598,52 \text{ [daN]} \text{ Résistance du boulon de rive en pression diamétrale}$$

[Tableau 3.4]

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	22608,00	98,03	12030,79	12010,61	12108,64	11545,27
2	22608,00	98,03	11206,73	11187,93	11285,96	12031,29
3	22608,00	98,03	12030,79	12010,61	12108,64	11545,27
4	22608,00	98,03	12030,79	12010,61	12108,64	11545,27
5	22608,00	98,03	6983,22	6971,51	7069,54	14522,25

F_{tj,Rd,N} – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

F_{tj,Ed,N} – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

F_{tj,Rd,M} – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

Chapitre IX: calcul des assemblages

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{j,Rd} = 61189,34 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

[Tableau 3.4]

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$$

$$0,14 < 1,00$$

vérifié

$$(0,14)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 108,22 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 61,88 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 46,34 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 27890,49 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 5447268,07 \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 4403843,55 \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = 1857491,78 \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 10894536,14 < 36500000,00 \text{ vérifié} \quad (0,30)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 9376896,04 < 36500000,00 \text{ vérifié} \quad (0,26)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 5447268,07 < 26280000,00 \text{ vérifié} \quad (0,21)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 12 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 16 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 59 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

RIGIDITES DES RANGÉES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	6,54	155,59
1	348	1	141	87	0	1,56	54,13
2	263	1	340	52	1	2,44	64,11
3	178	1	340	52	1	1,65	29,34
4	93	1	340	52	1	0,86	7,99
5	8	1	141	75	0	0,03	0,03

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 238 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 3 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 44,95 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 238 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 7 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 2362396,52 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2,97 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 794099,08 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

Chapitre IX: calcul des assemblages

$S_{j,rig} = 6369788,85$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]
 $S_{j,pin} = 398111,80$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]
 $S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DU POTEAU EN TRACTION

REMARQUES

Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle.

1 [mm] < 8 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	1,00
--	-------	------

Conclusion

La vérification automatique le logiciel ROBOT de l'assemblage poutre-poteau est satisfait, ou son détail est schématiser à la figure (figure IX.6)

4.Assemblage (Poutre-solive) :

L'assemblage est réalisé à l'aide d'une cornière qui relie l'âme de la solive avec l'âme de la poutre. (Voir annexe 13)

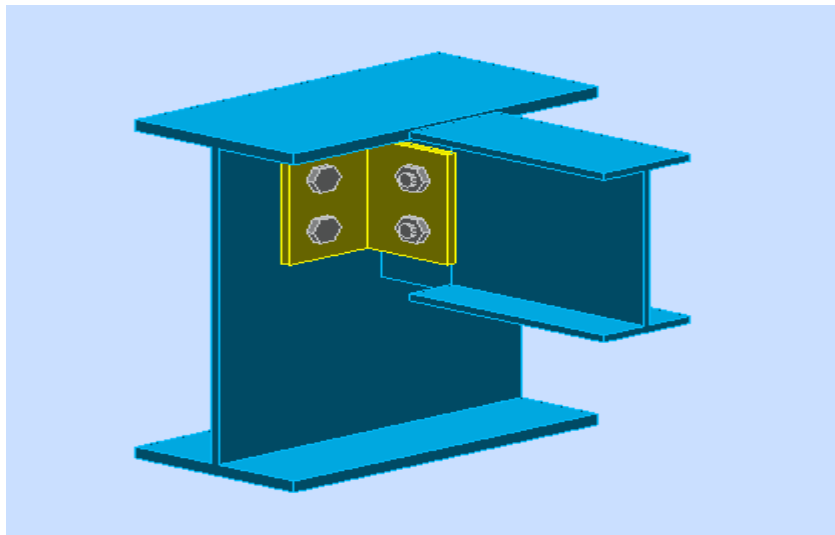


Figure IX.7 : Vue en 3D de l'assemblage solive-poutre



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,69

Chapitre IX: calcul des assemblages

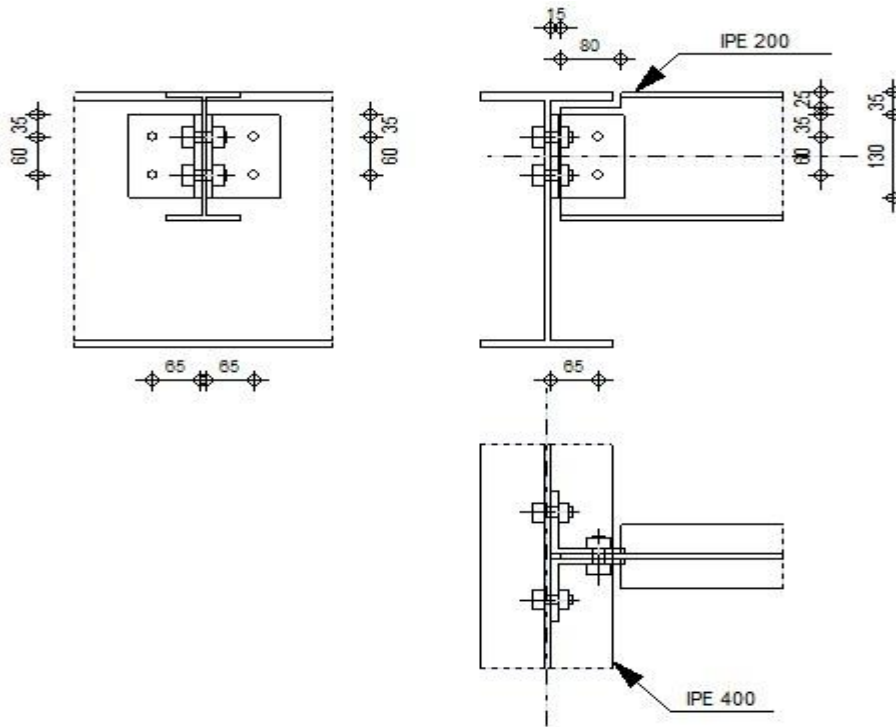


Figure IX.8 : Détail de l'assemblage solive-poutre

GENERAL

Assemblage N°: 14
Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
Noeud de la structure: 292
Barres de la structure: 28, 338

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 400
Barre N°: 28
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 400$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{tg} = 180$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_{wg} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
 $t_{fg} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r_g = 21$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A_p = 84,46$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_{yp} = 23128,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale
Matériau: ACIER
 $f_{yg} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance de calcul
 $f_{ug} = 36500000,00$ [daN/m²] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 200
Barre N°: 338
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

Chapitre IX: calcul des assemblages

Profilé:	IPÉ 200		
$h_b =$	200	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	100	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	6	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	12	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	28,48	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	1943,17	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER		
$f_{yb} =$	23500000,00	[daN/m ²]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	36500000,00	[daN/m ²]	Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 =$	25	[mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	0	[mm]	Encoche inférieure
$l =$	80	[mm]	Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé:	CAE 100x10		
$h_k =$	100	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	100	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	12	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	130	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	ACIER		
$f_{yk} =$	23500000,00	[daN/m ²]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	36500000,00	[daN/m ²]	Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

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

Classe =	4.8		Classe du boulon
$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	40000000,00	[daN/m ²]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60	[mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

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

Classe =	4.8		Classe du boulon
$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	40000000,00	[daN/m ²]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60	[mm]	Entraxe

Chapitre IX: calcul des assemblages

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
γ_{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 85: $1.35(G1+G2+G3+G4+G5)+1.5Q1+1.5Q2(1+2+3+4+15)*1.35+(5+6)*1.50$

$N_{b,Ed}$ =	-5,21	[daN]	Effort axial
$V_{b,Ed}$ =	2743,84	[daN]	Effort tranchant
$M_{b,Ed}$ =	2,07	[daN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 3860,39$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6*f_{ub}*A_v*m/\gamma_{M2}$
 $F_{t,Rd} = 4521,60$ [daN] Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9*f_u*A_s/\gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x			
k_{1x} =	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00		vérifié
α_{bx} =	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	1,00 > 0,00		vérifié
$F_{b,Rd1x} = 10044,80$	[daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t/\gamma_{M2}$
Direction z			
k_{1z} =	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00		vérifié
α_{bz} =	0,86	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,86 > 0,00		vérifié
$F_{b,Rd1z} = 8649,69$	[daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t/\gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x			
k_{1x} =	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00		vérifié
α_{bx} =	0,65	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,65 > 0,00		vérifié
$F_{b,Rd2x} = 7570,37$	[daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x}*\alpha_{bx}*f_u*d*t/\gamma_{M2}$
Direction z			
k_{1z} =	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00		vérifié
α_{bz} =	0,65	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,65 > 0,00		vérifié
$F_{b,Rd2z} = 7570,37$	[daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z}*\alpha_{bz}*f_u*d*t/\gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

e =	68 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
M_0 =	93,02 [daN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5*V_{b,Ed}*e$
F_{Vz} =	685,9 [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5* V_{b,Ed} /n$
F_{Mx} =	1550,27 [daN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 *z_i/\sum z_i^2$

Chapitre IX: calcul des assemblages

$e =$	68 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre	
$F_{x,Ed}$	1550,27 [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed}$	685,96 [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
F_{Ed}	1695,25 [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
F_{Rdx}	7570,37 [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
F_{Rdz}	7570,37 [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 1550,27 < 3860,39$		vérifié (0, 20)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 685,96 < 3860,39$		vérifié (0, 09)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$	$1695,25 < 3860,39$		vérifié (0, 44)

Traction des boulons

$e =$	69 [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
M_{0t}	96,11 [daN*m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$
$F_{t,Ed}$	1600,53 [daN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$1600,53 < 4521,60$		vérifié (0, 35)

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

$F_{v,Ed}$	1695,25 [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,69 < 1,00$		vérifié (0, 69)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 7720,78$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x			
$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$		vérifié
$\alpha_{bx} =$	0,93	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,93 > 0,00$		vérifié
$F_{b,Rd1x} =$	6056,30 [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$		vérifié
$\alpha_{bz} =$	0,83	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,83 > 0,00$		vérifié
$F_{b,Rd1z} =$	5450,67 [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x			
$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$		vérifié
$\alpha_{bx} =$	0,65	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,65 > 0,00$		vérifié
$F_{b,Rd2x} =$	15140,74 [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$		vérifié

Chapitre IX: calcul des assemblages

$\alpha_{bz} = 0,65$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), \rho_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,65 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 15140,74$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 69$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_0 = 192,2$ [daN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$
$F_{Nx} = 2,60$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$
$F_{Vz} = 1371,92$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 3203,66$ [daN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} = 0,00$ [daN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 3206,27$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 1371,92$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 3487,45$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 6056,30$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 5450,67$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 3206,27 < 6056,30$	vérifié (0,53)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 1371,92 < 5450,67$	vérifié (0,25)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$3487,45 < 7720,78$	vérifié (0,45)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 2,60$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 6,80$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 13022,06$ [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 1371,92 < 13022,06$	vérifié (0,11)

POUTRE

$A_{nt} = 2,30$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 4,37$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 9278,55$ [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 2743,84 < 9278,55$	vérifié (0,30)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 6,50$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 4,70$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,65 < 0,80$	
$W_{net} = 27,22$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 639,62$ [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 96,11 < 639,62$	vérifié (0,15)
$A_v = 13,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = I_a * t_{fa}$

Chapitre IX: calcul des assemblages

$A_v =$	13,00	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = I_a * t_{fa}$
$A_{v,net} =$	9,40	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} =$	17638,05	[daN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$			1371,92 < 17638,05	vérifié (0,08)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t =$	4,90	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	3,89	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$			0,71 < 0,80	
$W_{net} =$	26,86	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	631,23	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$			192,22 < 631,23	vérifié (0,30)
$A_v =$	9,80	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	
$A_{v,net} =$	7,78	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} =$	13296,38	[daN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$			2743,84 < 13296,38	vérifié (0,21)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,69
--	--------------	------

Conclusion :

La vérification automatique le logiciel ROBOT de l'assemblage solive – poutre est satisfait, ou son détail est schématiser à la figure (figure IX.8)

5.Assemblage des éléments des contreventements :

L'assemblage est fait à l'aide de gousset, deux couvre-joints qui assurent la liaison entre lesâmes et deux autres qui relient les extrémités des semelles des poteaux. (Voir annexe 15)

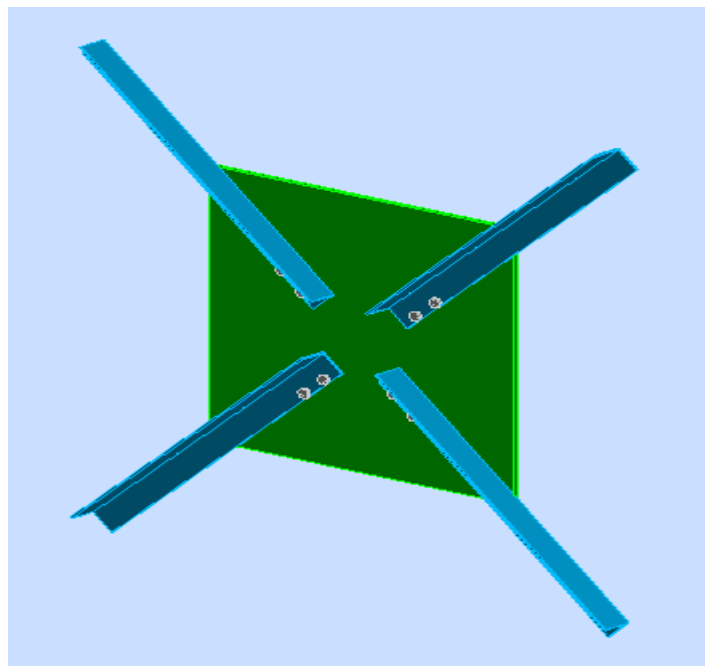


Figure IX.9 : Vue en 3D de l'assemblage au gousset

Chapitre IX: calcul des assemblages



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'assemblage au gousset

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,79

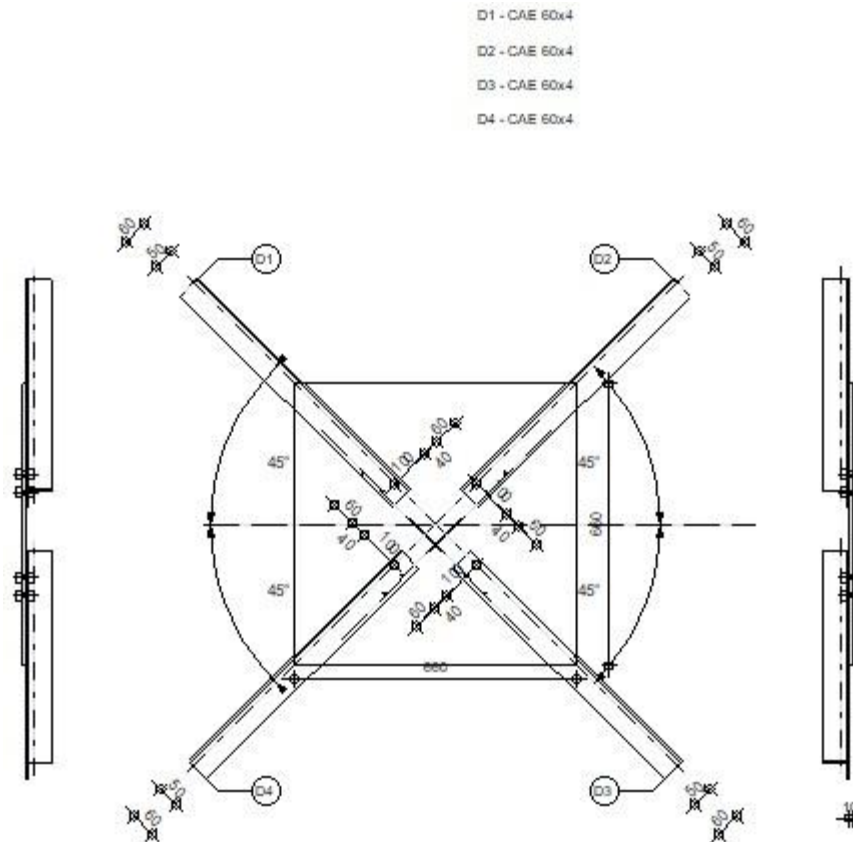


Figure IX.10 : Détail de l'assemblage au gousset

GENERAL

Assemblage N°: 26

Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement

GEOMETRIE

BARRES

	Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4		
Profilé:	CAE 60x4	CAE 60x4	CAE 60x4	CAE 60x4		
h	60	60	60	60		mm
b _f	60	60	60	60		mm
t _w	4	4	4	4		mm
t _f	4	4	4	4		mm
r	5	5	5	5		mm
A	4,67	4,67	4,67	4,67		cm ²

Chapitre IX: calcul des assemblages

		Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4	
Matériau:		ACIER	ACIER	ACIER	ACIER	
	f_y	23500000,00	23500000,00	23500000,00	23500000,00	daN/m ²
	f_u	36500000,00	36500000,00	36500000,00	36500000,00	daN/m ²
Angle	α	45,0	45,0	45,0	45,0	Deg

BOULONS

Barre 1

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

Classe = 4.6 Classe du boulon
 $d = 12$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 0,84$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,13$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 24000000,00$ [daN/m²] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 40000000,00$ [daN/m²] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 50$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

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

Classe = 4.6 Classe du boulon
 $d = 12$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 0,84$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,13$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 24000000,00$ [daN/m²] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 40000000,00$ [daN/m²] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 50$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

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

Classe = 4.8 Classe du boulon
 $d = 12$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 0,84$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,13$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 28000000,00$ [daN/m²] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 40000000,00$ [daN/m²] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2$ Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 60 [mm]

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 50$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

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

Classe = 4.6 Classe du boulon
 $d = 12$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 13$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 0,84$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,13$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 24000000,00$ [daN/m²] Limite de plasticité

Chapitre IX: calcul des assemblages

Classe = 4.6 Classe du boulon
 $f_{ub} = 40000000,00$ [daN/m²] Résistance du boulon à la traction
 $n = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 60 [mm]
 $e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 50$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 660$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 660$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_v = 330$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_H = 330$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER

$f_y = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{b1,Ed} = 1000,00$ [daN] Effort axial
 $N_{b2,Ed} = 1000,00$ [daN] Effort axial
 $N_{b3,Ed} = 1000,00$ [daN] Effort axial
 $N_{b4,Ed} = 1000,00$ [daN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 2171,47$ [daN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 0,45$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $0,45 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 636,11$ [daN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

Chapitre IX: calcul des assemblages

$\alpha_{bz} =$	0,26	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,26 > 0,00	vériifié	
$F_{b,Rd1z} =$	898,46 [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	2,50 > 0,00	vériifié	
$\alpha_{bx} =$	1,00	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	1,00 > 0,00	vériifié	
$F_{b,Rd2x} =$	8760,00 [daN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00	vériifié	
$\alpha_{bz} =$	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	1,00 > 0,00	vériifié	
$F_{b,Rd2z} =$	8760,00 [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e =$	34 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 =$	33,73 [daN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b1,Ed} * e$
$F_{NSd} =$	500,00 [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$
$F_{MSd} =$	562,23 [daN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} =$	500,00 [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$	562,23 [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$	752,40 [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	636,11 [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	898,46 [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 500,00 < 636,11$	vériifié	(0,79)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 562,23 < 898,46$	vériifié	(0,63)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$752,40 < 2171,47$	vériifié	(0,35)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_2 =$	0,65	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A_{net} =$	4,15 [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_{r1}$
$N_{u,Rd} =$	7923,31 [daN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_2 * A_{net} * f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	9877,05 [daN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y1}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 1000,00 < 7923,31$	vériifié	(0,13)
$ N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 1000,00 < 9877,05$	vériifié	(0,10)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} =$	0,14 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	3,22 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	4573,21 [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 1000,00 < 4573,21$	vériifié	(0,22)

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} =$	2171,47 [daN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
--------------	---------------	---	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} =$	0,45	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	0,45 > 0,00	vériifié	
$\alpha_{bx} =$	1,00	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

Chapitre IX: calcul des assemblages

$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 636,11$ [daN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,26$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,26 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 898,46$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 1,00$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 8760,00$ [daN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$
Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 8760,00$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 34$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = 33,73$ [daN*m]	Moment fléchissant réel	
$F_{NSd} = 500,00$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$M_0 = N_{b2,Ed} \cdot e$
$F_{MSd} = 562,23$ [daN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$
$F_{x,Ed} = 500,00$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{z,Ed} = 562,23$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{Ed} = 752,40$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Rdx} = 636,11$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdz} = 898,46$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 500,00 < 636,11$	vérifié (0,79)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 562,23 < 898,46$	vérifié (0,63)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$752,40 < 2171,47$	vérifié (0,35)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_2 = 0,65$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A_{net} = 4,15$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 \cdot t_{r2}$
$N_{u,Rd} = 7923,31$ [daN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 9877,05$ [daN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y2}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b2,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 1000,00 < 7923,31$	vérifié (0,13)
$ N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 1000,00 < 9877,05$	vérifié (0,10)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 0,14$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 3,22$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 4573,21$ [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	
$ N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 1000,00 < 4573,21$	vérifié (0,22)

BARRE 3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 2171,47$ [daN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$
----------------------------	---	---

Chapitre IX: calcul des assemblages

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} =$	0,45	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$0,45 > 0,00$	vériifié	
$\alpha_{bx} =$	1,00	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), \rho_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vériifié	
$F_{b,Rd1x} =$	636,11 [daN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (\rho_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vériifié	
$\alpha_{bz} =$	0,26	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,26 > 0,00$	vériifié	
$F_{b,Rd1z} =$	898,46 [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vériifié	
$\alpha_{bx} =$	1,00	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), \rho_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vériifié	
$F_{b,Rd2x} =$	8760,00 [daN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (\rho_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vériifié	
$\alpha_{bz} =$	1,00	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vériifié	
$F_{b,Rd2z} =$	8760,00 [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e =$	34 [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 =$	33,73 [daN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b3,Ed} \cdot e$
$F_{NSd} =$	500,00 [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$
$F_{MSd} =$	562,23 [daN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 \cdot X_{max} / \sum X_i^2$
$F_{x,Ed} =$	500,00 [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} =$	562,23 [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} =$	752,40 [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} =$	636,11 [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} =$	898,46 [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 500,00 < 636,11$	vériifié	(0, 79)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 562,23 < 898,46$	vériifié	(0, 63)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$752,40 < 2171,47$	vériifié	(0, 35)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_2 =$	0,65	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A_{net} =$	4,15 [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 \cdot t_{r3}$
$N_{u,Rd} =$	7923,31 [daN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} =$	9877,05 [daN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y3}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b3,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 1000,00 < 7923,31$	vériifié	(0, 13)
$ N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 1000,00 < 9877,05$	vériifié	(0, 10)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} =$	0,14 [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	3,22 [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	4573,21 [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 1000,00 < 4573,21$	vériifié	(0, 22)

Chapitre IX: calcul des assemblages

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 2171,47$ [daN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 0,45$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 0,45 > 0,00 vérifié

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 1,00 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd1x} = 636,11$ [daN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ 2,50 > 0,00 vérifié

$\alpha_{bz} = 0,26$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ 0,26 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd1z} = 898,46$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 vérifié

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ 1,00 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd2x} = 8760,00$ [daN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ 2,50 > 0,00 vérifié

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ 1,00 > 0,00 vérifié

$F_{b,Rd2z} = 8760,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 34$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons

$M_0 = 33,73$ [daN*m] Moment fléchissant réel

$M_0 = N_{b4,Ed} \cdot e$

$F_{NSd} = 500,00$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial

$F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$

$F_{MSd} = 562,23$ [daN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment

$F_{MSd} = M_0 \cdot X_{max} / \sum X_i^2$

$F_{x,Ed} = 500,00$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x

$F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 562,23$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z

$F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 752,40$ [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 636,11$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x

$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 898,46$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z

$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ |500,00| < 636,11 vérifié (0,79)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ |562,23| < 898,46 vérifié (0,63)

$F_{Ed} \leq F_{vRd}$ 752,40 < 2171,47 vérifié (0,35)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_2 = 0,65$ Coefficient de réduction

[Tableau 3.8]

$A_{net} = 4,15$ [cm²] Aire de la section nette

$A_{net} = A - d_0 \cdot t_f$

$N_{u,Rd} = 7923,31$ [daN] Résistance de calcul de la section nette

$N_{u,Rd} = (\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_u) / \gamma_{M2}$

$N_{pl,Rd} = 9877,05$ [daN] Résistance de calcul plastique de la section brute

$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_y) / \gamma_{M2}$

$|N_{b4,Ed}| \leq N_{u,Rd}$ |1000,00| < 7923,31 vérifié (0,13)

$|N_{b4,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ |1000,00| < 9877,05 vérifié (0,10)

Chapitre IX: calcul des assemblages

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} =$	0,14 [cm ²] Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} =$	3,22 [cm ²] Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} =$	4573,21 [daN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	1000,00 < 4573,21	vérifié (0,22)

REMARQUES

Pince boulon-extrémité extérieur de la barre 1 trop faible	10 [mm]	<	16 [mm]
Pince boulon-extrémité extérieur de la barre 2 trop faible	10 [mm]	<	16 [mm]
Pince boulon-extrémité extérieur de la barre 3 trop faible	10 [mm]	<	16 [mm]
Pince boulon-extrémité extérieur de la barre 4 trop faible	10 [mm]	<	16 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio	0,79
-------	------

Conclusion :

La vérification automatique le logiciel ROBOT de l'assemblage gousset est satisfaite, ou son détail est schématiser à la figure (figure IX.10)

6.Assemblage pied de poteau encastré :

La base du poteau a pour rôle de transmettre au massif de la fondation, les efforts développés dans le poteau, Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau, elle peut être renforcée par des raidisseurs.

L'encastrement des poteaux métallique avec les fondations en béton armé se fait à l'aide des tiges d'ancrage. (Voir annexe 14)

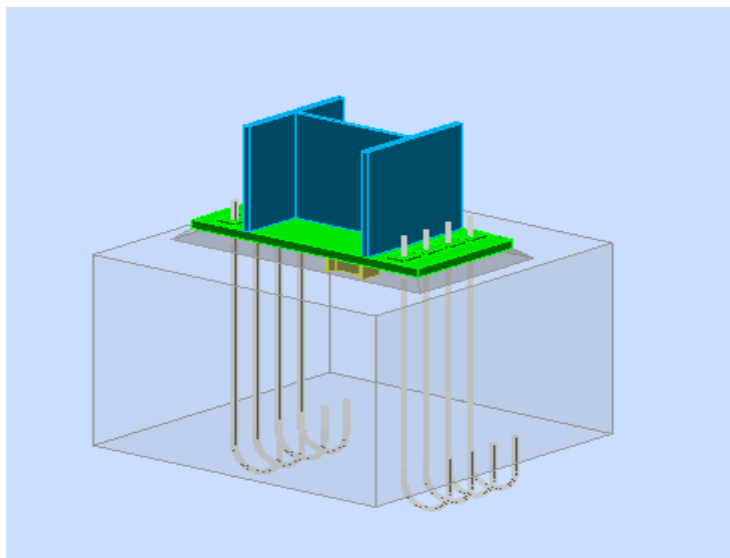


Figure IX.11 : Vue 3D de l'assemblage au niveau de pied de poteau

Chapitre IX: calcul des assemblages



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete



Ratio
0,84

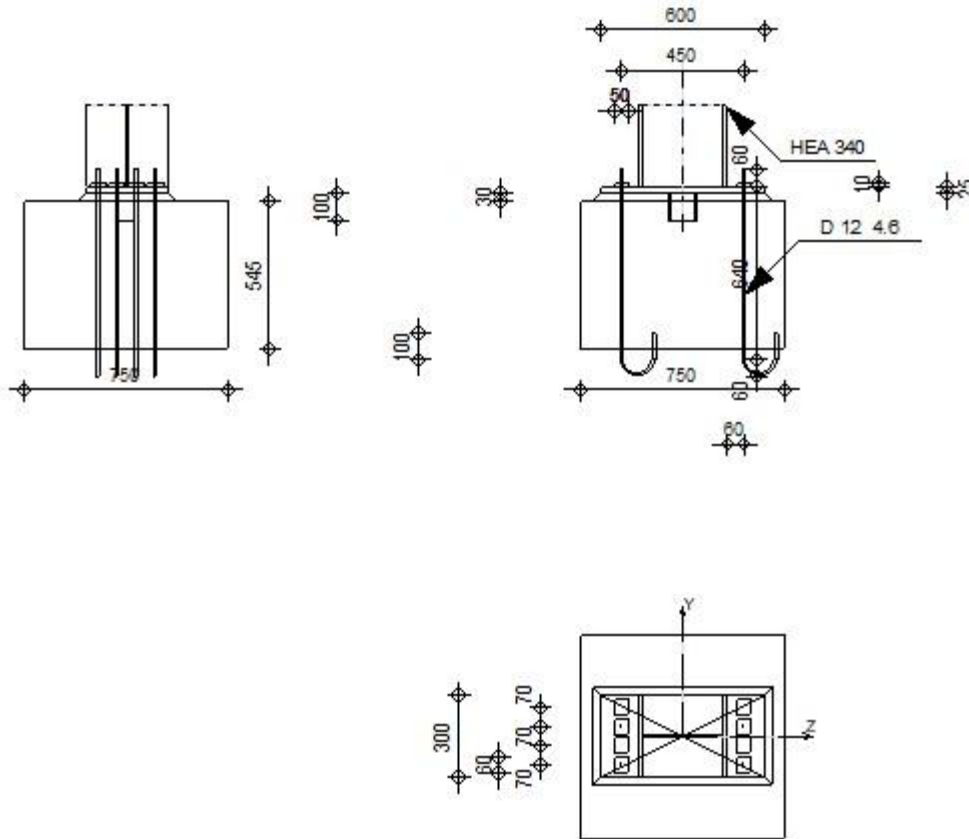


Figure IX.12 : Détail de l'assemblage au niveau de pied de poteau

GENERAL

Assemblage N°: 22
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 340

$L_c =$	5,00	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	330	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	17	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	133,47	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	27693,10	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

Chapitre IX: calcul des assemblages

$f_{yc} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance
 $f_{uc} = 36500000,00$ [daN/m²] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 600$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 300$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 25$ [mm] Epaisseur
Matériau: ACIER
 $f_{ypd} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance
 $f_{upd} = 36500000,00$ [daN/m²] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon
Classe = 4.6 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 24000000,00$ [daN/m²] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 40000000,00$ [daN/m²] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 12$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 0,84$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 1,13$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 4$ Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 450$ [mm]
Entraxe $e_{Vi} = 70; 70$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]
 $L_2 = 640$ [mm]
 $L_3 = 120$ [mm]
 $L_4 = 100$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 50$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 60$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

BECHE

Profilé: IPE 100
 $l_w = 100$ [mm] Longueur
Matériau: ACIER
 $f_{yw} = 23500000,00$ [daN/m²] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 750$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 750$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 545$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25
 $f_{ck} = 2500000,00$ [daN/m²] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage
 $f_{ck,g} = 1200000,00$ [daN/m²] Résistance caractéristique à la compression
 $C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

Chapitre IX: calcul des assemblages

SOUDURES

$a_p =$	4	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	4	[mm]	Bèche

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} =$	-1000,00	[daN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	1000,00	[daN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	1000,00	[daN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	500,00	[daN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	500,00	[daN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} =$	1666666,67	[daN/m ²]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	1964185,50	[daN/m ²]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{Mo}))}$				
$c =$	50	[mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	116	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	300	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	349,05	[cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	2617,90	[cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$				
$F_{rd,u} =$	159320,05	[daN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0,67		Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$				
$f_{jd} =$	3042903,10	[daN/m ²]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	913,69	[cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	349,05	[cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	349,05	[cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$				
$F_{c,Rd,n} =$	278026,96	[daN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	106213,37	[daN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	106213,37	[daN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL =$	1,00		Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} =$	1850,48	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	43486,28	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	314	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$				
$F_{c,fc,Rd,y} =$	138712,22	[daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	755,95	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	17764,83	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	150	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$				
$F_{c,fc,Rd,z} =$	118432,17	[daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RÉSISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$				
$N_{j,Rd} =$	278026,96	[daN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$				
$F_{c,Rd,y} =$	106213,37	[daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$				

Chapitre IX: calcul des assemblages

$F_{C,Rd,z} = 106213,37$ [daN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 0,84$ [cm²] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]
 $f_{ub} = 40000000,00$ [daN/m²] Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $\beta = 0,85$ Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]
 $F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$
 $F_{t,Rd,s1} = 2056,32$ [daN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]
 $\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]
 $f_{yb} = 24000000,00$ [daN/m²] Limite de plasticité du matériau du boulon CEB [9.2.2]
 $F_{t,Rd,s2} = f_{yb} \cdot A_b / \gamma_{Ms}$
 $F_{t,Rd,s2} = 1680,00$ [daN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]
 $F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$
 $F_{t,Rd,s} = 1680,00$ [daN] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 25000000,00$ [daN/m²] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]
 $f_{ctd} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$
 $f_{ctd} = 119698,32$ [daN/m²] Résistance de calcul à la traction EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
 $\eta_1 = 1,00$ Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
 $\eta_2 = 1,00$ Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
 $f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$
 $f_{bd} = 269321,21$ [daN/m²] Adhérence de calcul admissible EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
 $h_{ef} = 545$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
 $F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$
 $F_{t,Rd,p} = 5533,48$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 180$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]
 $N_{Rk,c}^0 = 7,5 [N^{0,5}/mm^{0,5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1,5}$
 $N_{Rk,c}^0 = 9056,08$ [daN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]
 $s_{cr,N} = 540$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.4]
 $c_{cr,N} = 270$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.4]
 $A_{c,N0} = 7425,00$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.4]
 $A_{c,N} = 5625,00$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.4]
 $\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$
 $\psi_{A,N} = 0,76$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.4]
 $c = 150$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.4]
 $\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1,0$
 $\psi_{s,N} = 0,87$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.4]
 $\psi_{ec,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.4]
 $\psi_{re,N} = 0,5 + h_{ef}[mm] / 200 \leq 1,0$
 $\psi_{re,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.4]
 $\psi_{ucr,N} = 1,00$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.4]
 $\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]
 $F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$
 $F_{t,Rd,c} = 2752,74$ [daN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 545$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.5]
 $N_{Rk,c}^0 = 7,5 [N^{0,5}/mm^{0,5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1,5}$
 $N_{Rk,c}^0 = 47711,82$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]
 $s_{cr,N} = 1090$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.5]
 $c_{cr,N} = 545$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.5]
 $A_{c,N0} = 20020,00$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.5]
 $A_{c,N} = 5625,00$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.5]
 $\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$
 $\psi_{A,N} = 0,28$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.5]
 $c = 150$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.5]

Chapitre IX: calcul des assemblages

$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$		
$\psi_{s,N} = 0,78$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$		
$\psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\psi_{h,N} = (h/(2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$		
$\psi_{h,N} = 0,63$	Coef. dépendant de la hauteur de la fondation	CEB [9.2.5]
$\gamma_{M,sp} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c} \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$		
$F_{t,Rd,sp} = 3059,61$ [daN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$	
$F_{t,Rd} = 1680,00$ [daN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 150$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 150$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 55$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 550,78$ [daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 550,78$ [daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 39714,18$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 12558,71$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 6720,00$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,y} = 6720,00$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 203$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 203$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 55$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 744,74$ [daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 744,74$ [daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 53699,94$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 13799,99$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 3360,00$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$		
$F_{t,pl,Rd,z} = 3360,00$ [daN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$		
$F_{T,Rd,y} = 6720,00$ [daN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$		
$F_{T,Rd,z} = 3360,00$ [daN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
$e_y = 500$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 157$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 225$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 3736,87$ [daN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,13 < 1,00$	vérifié	(0,13)
$e_z = 500$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 75$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 105$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 711,53$ [daN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,70 < 1,00$	vérifié	(0,70)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,84 < 1,00$	vérifié	(0,84)

Chapitre IX: calcul des assemblages

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 1,07$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 21900,00$ [daN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 1,79$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 21900,00$ [daN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,37$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 1,13$ [cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 40000000,00$ [daN/m ²]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 1331,83$ [daN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]
$\alpha_M = 2,00$	Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation	CEB [9.3.2.2]
$M_{Rk,s} = 1,45$ [daN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 49$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 49,93$ [daN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 5945,91$ [daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 5505,47$ [daN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 28264,26$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} = 0,37$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} = 0,81$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 3930,98$ [daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 11703,85$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} = 1,00$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$		

Chapitre IX: calcul des assemblages

$F_{v,Rd,c,z} = 5418,45$ [daN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 1000,00$ [daN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$F_{f,Rd} = 300,00$ [daN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * l_w * b_{wy} * f_{ck} / \gamma_c$$

$F_{v,Rd,wg,y} = 23333,33$ [daN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * b_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$$

$F_{v,Rd,wg,z} = 12833,33$ [daN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 24032,75$ [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ $0,04 < 1,00$ vérifié (0,04)

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 13532,75$ [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,07 < 1,00$ vérifié (0,07)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,12 < 1,00$ vérifié (0,12)

SOUDESURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 2027432,26$ [daN/m²] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 2027432,26$ [daN/m²] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{y||} = 211685,01$ [daN/m²] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{z||} = 420875,42$ [daN/m²] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0,08 < 1,00$ vérifié (0,08)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y||}^2 + \tau_{z||}^2)) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1) $0,12 < 1,00$ vérifié (0,12)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z||}^2 + \tau_{\perp}^2)) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}))} \leq 1.0$ (4.1) $0,03 < 1,00$ vérifié (0,03)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 116$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 300$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)}$$

$k_{13,y} = 22$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 150$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 55$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,y} = 6$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 167$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$$

$k_{16,y} = 1$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,y} = 0,37$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 2955151,27$ [daN*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12]

$S_{j,rig,y} = 34893306,00$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z}) / (1.275 * E)}$$

$k_{13,z} = 22$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 203$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 55$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,z} = 8$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 167$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$$

Chapitre IX: calcul des assemblages

$k_{16,z} =$	1	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,71		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	484546,18	[daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	9369360,00	[daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$	SEMI-RIGIDE			[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,84
--	-------	------

Conclusion :

La vérification automatique le logiciel ROBOT de l'assemblage pieds de poteau est satisfaite, ou son détail est schématiser à la figure (figure IX.12)

A decorative graphic consisting of three blue, 3D-rendered spheres of varying sizes. The largest sphere is at the top right, a medium-sized one is in the middle, and a smaller one is at the bottom right. Two thin blue lines intersect at the top left, forming a V-shape that frames the spheres. The background is white.

Chapitre VII : Calcul des Fondations

Introduction :

On appelle fondation la base de l'ouvrage que se trouve en contact direct avec le terrain d'assise, son rôle est d'assurer la stabilité de l'ouvrage en assurant la transmission de toutes les charges supportées par cet ouvrage d'une manière uniforme au sol.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles

- ✓ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- ✓ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans les bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La fondation doit être en équilibre sous :

- ✓ Les sollicitations dues à la superstructure.
- ✓ Les sollicitations dues au sol.

1. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement de facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axe des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La profondeur du bon sol.

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

Avec :

N : effort transmis de la superstructure jusqu'à la base.

S : surface d'appui sur le sol.

σ_{sol} : la capacité portante du sol.

2. Etude du sol :

Dans l'étude d'un projet de génie civil, le calcul des fondations ne peut se faire sans une étude géométrique approfondie du sol en effectuant plusieurs sondages.

Dans notre cas la contrainte admissible du sol est égale à 1.75 bars.

3. Etude d'encrage :

L'encastrement d'un pied de poteau sur un massif en béton est réalisé au moyen d'une platine appuyée sur le massif et ancrée par des tiges de scellement.

Pour le dimensionnement de l'encastrement c'est-à-dire la détermination des efforts dans les tiges d'ancrage et dans la platine ainsi que le moment et l'effort normal exercé sur la base du poteau sont équilibrés par la traction des tiges d'ancrages et la compression du béton.

La liaison des poteaux à leur extrémité est considérée comme encastree dans les deux sens longitudinal et transversal.

Le béton des poteaux est dosé à 350kg/m^3 ; $f_{c28} = 25\text{ MPA}$.

4. Platine d'extrémité :

C'est un plan en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Elle est percée sur sa ligne médiane pour recevoir les extrémités filetées des tiges d'ancrages scellés dans la fondation. Sous l'action du serrage des écrous, la platine prend directement appui sur le béton de fondation. La platine peut être renforcée par un raidisseur.

5. Fondation de la structure :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

5.1. Caractéristiques des matériaux :

❖ Béton :

Résistance caractéristique de calcul $f_{c28} = 25\text{ MPA}$.

a – Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = \mathbf{14.16 \text{ MPA}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = \mathbf{2.1 \text{ MPA}}$$

b- Etat limite de service :

$$\sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPA.}}$$

C – Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.15} = \mathbf{18.48 \text{ MPA}}$$

❖ **Acier :**

Acier HA :

a – Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ MPA}}$$

b- Etat limite de service :

$$\sigma_s = \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 400 = \mathbf{267 \text{ MPA}}$$

C – Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_s = \mathbf{400 \text{ MPA}}$$

5.2. Choix du type de fondation :

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Vu la nature du sol (une contrainte moyenne admissible = **1.75 bars**) et la descente des charges : on opte pour des fondations superficielles de type « **semelle isolées** »

5.3. Dimensionnement des fondations :

Pour le dimensionnement des fondations, on choisit une semelle qui se trouve sous le poteau (A), les autres poteaux doivent être calculés de la même manière.

5.3.1. Sollicitations maximales (selon logiciel Robot 2016) :

❖ ELU :

$$N_{sd} = 1010.64 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 58.98 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 117.82 \text{ KN.m}$$

❖ ELS :

$$N_{sd} = 723.51 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 14.35 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 29.11 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = 1.75 \text{ bar} = 0.175 \text{ MPA.}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

$$\delta_{sol} = \frac{N_{sd}}{A \times B} \rightarrow A \times B \geq a \times b \geq \frac{N_{sd}}{\delta_{sol}} = \frac{1010.64}{1750}$$

$$A \times B \geq 0.578 \text{ m}^2$$

On a une semelle carré \Rightarrow donc $A = B$

$$A \times B \geq ? \quad \Rightarrow A = B \geq \sqrt{\frac{1010.64}{1750}}$$

On prend une semelle carrée de $A = B = 0.75 \text{ m}$

5.3.2. Calcul de la hauteur de la semelle :

la hauteur de la semelle est : $h_t = d + 5$.

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a$$

$$b = 300 \text{ mm} = 0.3 \text{ m (Poteau HEB 340)}$$

$$a = 300 \text{ mm} = 0.3 \text{ m}$$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a \quad \rightarrow \quad 0.225 \text{ m} \leq d \leq 0.45 \text{ m}$$

On prend : $d = 0.45 \text{ m} = 45 \text{ cm}$

$$h_t = d + 5 = 0.45 + 5 = 0.545 \text{ m} = 54.5 \text{ cm}$$

5.4. Vérification de la stabilité :

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondations résistant au renversement.

Stabilité $\Rightarrow A \geq 6e$ **Tel que :** e : excentricité.

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{117.82}{1010.64} = 0.12$$

$$6e = 6 \times 0.12 = 0.72$$

$A=0.75 > 6e=0.72 \Rightarrow$ **condition vérifiée.**

5.5. Ferrailage de la semelle isolée :

$$e = 0.12 < \frac{B}{6} = 0.17$$

$$A_u = N_{sd} \times \frac{A-a}{8 \times d \times 348} = 1010.64 \times 10^3 \times \frac{0.75-0.3}{8 \times 45 \times 348} = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = N_{sd} \times \frac{A-a}{8 \times d \times 348} = 723.51 \times 10^3 \times \frac{0.75-0.3}{8 \times 45 \times 267} = 3.4 \text{ cm}^2$$

On prend $A = 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T \text{ (H.R.) } \emptyset 12$

5.6. Détermination de la hauteur du patin « e »

$$e \geq \max(6\emptyset+6\text{cm}, 15\text{cm}) \rightarrow e \geq \max(13.2\text{cm}; 15\text{cm})$$

donc : on prend $e = 15 \text{ cm}$

❖ L'espacement des cadres :

$$S \leq (20 \text{ cm}; 15 \emptyset)$$

$$S \leq (20 \text{ cm}; 15 \times 1.2) = 18 \text{ cm}$$

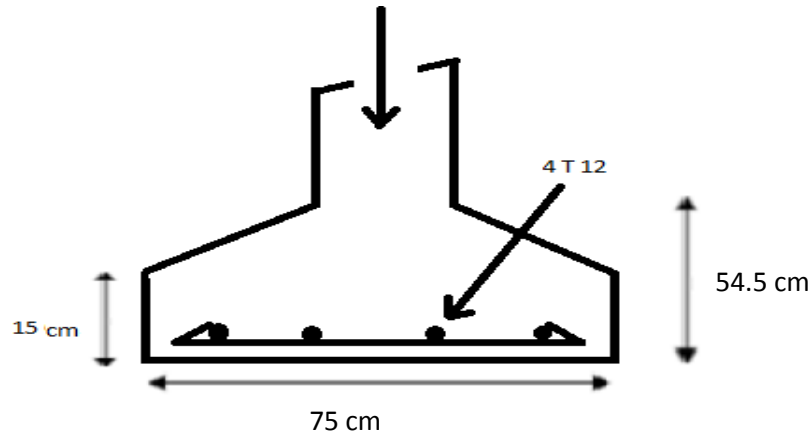


Figure X-1 : ferrailage de la semelle isolée

5.7. Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage béton

Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

5.7.1. Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA 99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont **25 cm × 30 cm**.

5.7.2. Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale

$$a : F + \max \left(\frac{N}{a} ; 20\text{KN} \right).$$

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$\alpha = 10$: Coefficient en fonction de la zone sismique (zone III) et de la catégorie de site considéré (site meuble S3) donné par le (RPA 99/2003).

❖ L'ELU :

$$\frac{Nu}{a} = \frac{1010.64}{10} = 101.06\text{KN}$$

❖ L'ELS :

$$\frac{N_s}{a} = \frac{723.51}{10} = 72.35 \text{ KN}$$

$$F = \max (101.06 \text{ KN}, 72.35 \text{ KN}, 20 \text{ KN}) = 101.06 \text{ KN}$$

$$A_{stu} = \frac{f}{\sigma_{st}} = \frac{101.06}{348} = 2.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{sts} = \frac{f}{\sigma_{st}} = \frac{72.35}{267} = 2.7 \text{ cm}^2$$

Le RPA exige une section minimale :

$$A_{min} = 0.6\% B = 0.6\% (25 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2.$$

Donc : on prend $A_{st} = 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$

5.7.3. Vérification de condition de non-fragilité :

$$A_{st} \leq 0.23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = \mathbf{6.78 \text{ cm}^2} \\ 0.23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 30 \times \frac{25}{400} = \mathbf{10.78 \text{ cm}^2} \end{array} \right.$$

Donc :

$$A_{st} = \mathbf{6.78 \text{ cm}^2} \leq 0.23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = \mathbf{10.78 \text{ cm}^2} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

5.7.4. Calcul d'armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \varphi_{min}; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \varphi_t \leq \min \left(\frac{300}{35}; 10; \frac{250}{10} \right)$$

$$\rightarrow \varphi_t \leq \min (8.57; 10; 30) \rightarrow \text{on prend : } \varphi = 8 \text{ mm}$$

5.7.5. Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser : $S_t \leq (20 \text{ cm}; 15 \varphi_t)$

$$S_t \leq (20 \text{ cm}; 15 \varphi_t) \rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm}; 12 \text{ cm}).$$

Alors on adopte un espacement $S_t = 10 \text{ cm}$.

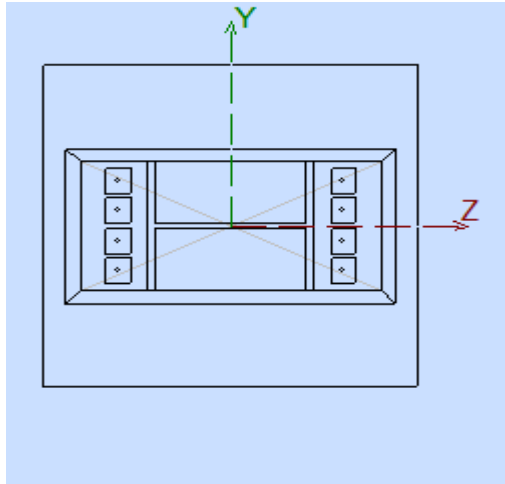


Figure XI-2: ferrailage des longrines

Conclusion Général

L'ingénieur en génie civil est censé de concevoir des édifices et garantir leur bon fonctionnement, tout en respectant les règles en vigueur, il doit tenir en compte de plusieurs critères dont la sécurité, l'économie et l'aspect architectural.

Ce projet de fin d'étude est une phase très importante dans le cycle de formation de L'ingénieur, il nous a permis de nous familiariser avec les différentes normes et règlement régissant le domaine de la construction métallique.

L'ouvrage réalisé est un bâtiment (R+2) en construction métallique à usage de stockage, ce projet de fin d'étude nous a permis d'élargir et d'approfondir nos connaissances en passant par les étapes suivantes :

- Pré-dimensionnement et le dimensionnement des différents organes constituants cet ouvrage suivant les règles mises au point par les différents règlements de calcul ;
- Faire le calcul tridimensionnel et dynamique en procédant à des logiciels de calcul tel que «ROBOT » ;
- Les vérifications des éléments porteurs face aux différents phénomènes d'instabilités conformément aux règlements en vigueur.

Par ailleurs, au cours de cette étude nous nous sommes parvenu à certaines conclusions qui sont :

- L'acier permet de construire des ouvrages très importants du point de vue : capacité portante, légèreté, ce qui permet de construire sur des sols ayant une faible capacité portante ;
- L'utilisation des logiciels de calcul est primordiale dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité ainsi qu'un gain de temps, mais elle doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure ;
- Les actions du séisme sont les plus défavorables dans les structures métalliques avec plancher mixte acier-béton et à étages multiples ;
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures ;
- La stabilité d'ensemble est obtenue à partir de la rigidité des connexions et de l'utilisation de systèmes de contreventement.

Malgré les entraves rencontrées tout au long de ce projet, nous avons utilisé toutes les possibilités pour présenter une étude bien détaillée et rendre ce travail à l'abri des erreurs possibles car toute œuvre humaine n'est jamais parfaite et nul n'est omniscient.

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous a acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans notre future vie professionnelle.

Bibliographie

❖ Règlements :

1. DTR C 2-4.7 : « *Règlement Neige et Vent version 2013 (RNV2013)* » Centre National d'Etude et de Recherche Intégrés du Bâtiment ;
2. DTR B.C 2.2 : « *Charges permanentes et charges d'exploitations* » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS ;
3. EUROCODE 3 : « *Calcul des structures métalliques et document d'application nationale* »
Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR)
4. EUROCODE 4 : « *Calcul des structures mixtes acier-béton et document d'application nationale* »
Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR)
5. DTR B.C 2.44 : « *Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier (CCM97)* »
Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS ;
6. DTR B.C 2.48 : « *Règlement Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003)* » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS ;
7. BAEL 91/99 : « *Règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites - BAEL 91 révisé 99* » Avril 99 ;

❖ Ouvrages :

DAHMANI Lahlou, « *Calcul des éléments résistants d'une construction métallique* »,
Office des publications universitaires.

❖ Webographie :

1. <http://www.polyvet.iutrs.unistra.fr> Gamme de profilés européenne.

❖ Logiciels :

ROBOT : « *Autodesk Robot Structural Analyses Professional version 2017* ».

A decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes and two thin blue lines. One large circle is at the top center, a smaller one is below it to the right, and another large circle is at the bottom right. Two lines intersect at the top left, forming a V-shape that points towards the center.

ANNEXES

ANNEXE 01
Catégories de terrain

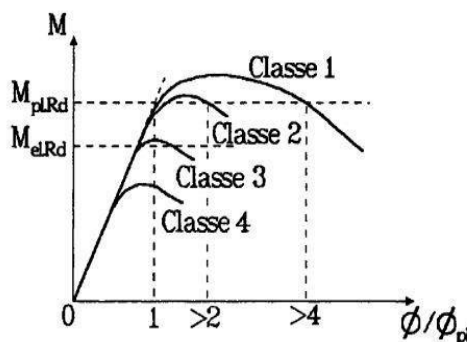
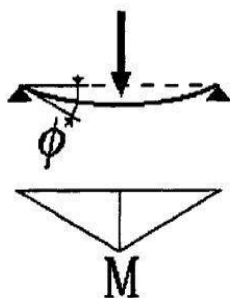
Catégorie de terrain	K_T	$z_0 (m)$	$z_{\min} (m)$	ε
0 mer, ou zone côtière exposée aux vents de mer.	0.156	0.003	1	0.38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tout obstacle.	0.170	0.01	1	0.44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins de 20 fois leur hauteur.	0.190	0.05	2	0.52
III Zones à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus de 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0.215	0.3	5	0.61
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0.234	1	10	0.67

ANNEXE 02

Principe de classification des sections (cas de la flexion simple)

- (1) Quatre classes de sections transversales sont définies:
- Classe 1 - Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
 - Classe 2 - Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
 - Classe 3 - Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
 - Classe 4 - Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

(1) C Des lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées ci-dessous, mettant en évidence la résistance et la capacité de rotation qui peuvent être atteintes avant apparition du phénomène de voilement local (correspondant à l'affaissement de la loi de comportement), tout risque de déversement étant empêché.



Activer Windows

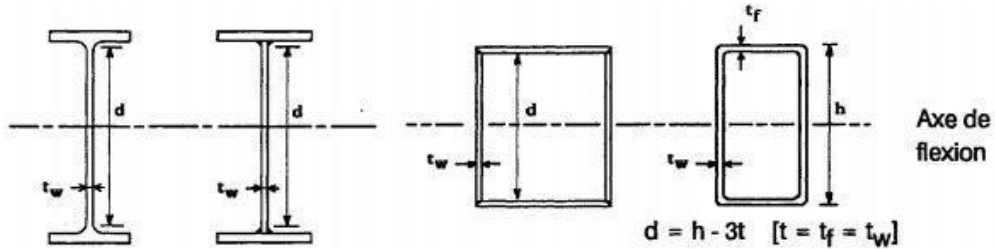
Accédez aux paramètres de l'ordinateur

ANNEXE 03
Rapports largeur maximaux pour parois comprimées

Tableau 5.3.1
(Feuille 1)

Rapports largeur maximaux pour parois comprimées

(a) Ames : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

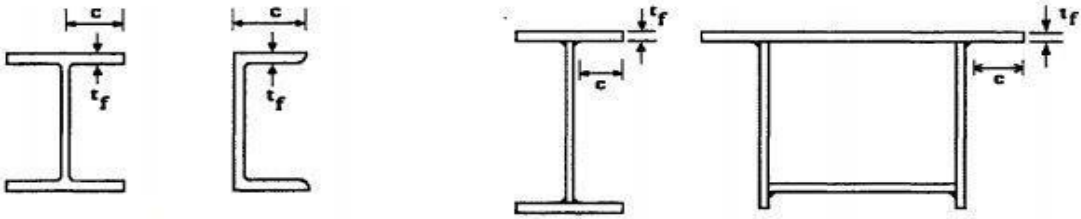


Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \varepsilon$	$d/t_w \leq 33 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \varepsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \varepsilon$	$d/t_w \leq 38 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \varepsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \varepsilon$	$d/t_w \leq 42 \varepsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \varepsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \varepsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$	
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

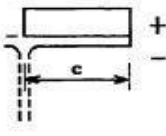
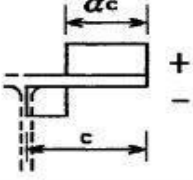
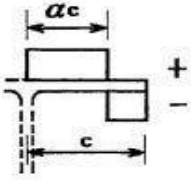
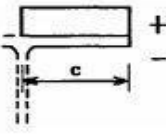
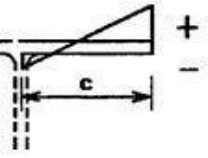
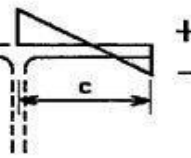
ANNEXE 04

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

(b) Parois semelles en console :

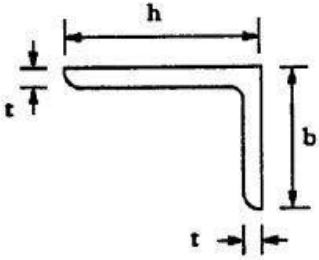
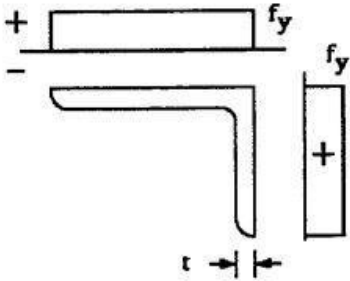
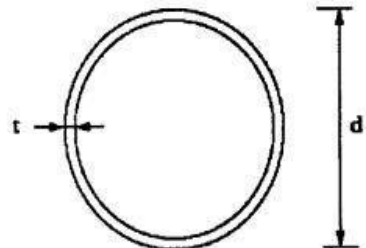


Sections laminées Sections soudées

Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées soudées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$ $c/t_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	laminées soudées	$c/t_f \leq 11 \varepsilon$ $c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées soudées	$c/t_f \leq 15 \varepsilon$ $c/t_f \leq 14 \varepsilon$	$c/t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ε	1	0,92	0,81

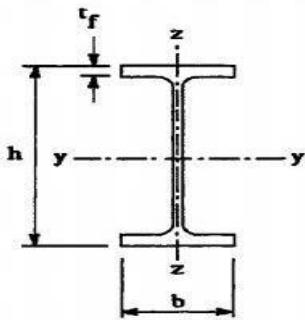
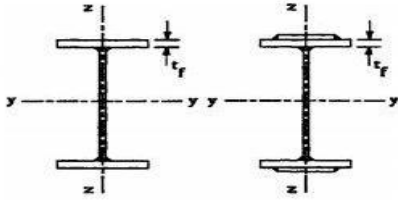
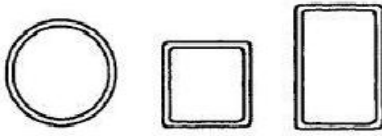
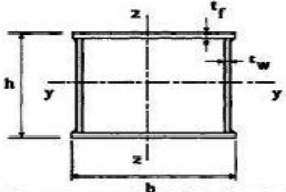
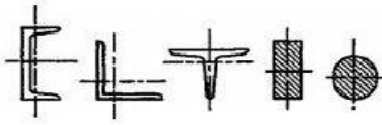
ANNEXE 05

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

<p>d) <u>Cornières</u></p> <p>Se référer aussi à (c) "Parois de semelles en console" (voir feuille 3)</p>		<p>(Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants)</p>		
Classe	Section comprimée			
Distribution de contraintes dans la section (compression positive)				
(e) <u>Sections tubulaires</u>				
Classe	Section fléchie et/ou comprimée			
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$			
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$			
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$			
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81
	ϵ^2	1	0,85	0,66

ANNEXE 06

Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

ANNEXE 07

Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe a

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

ANNEXE 08

Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe b

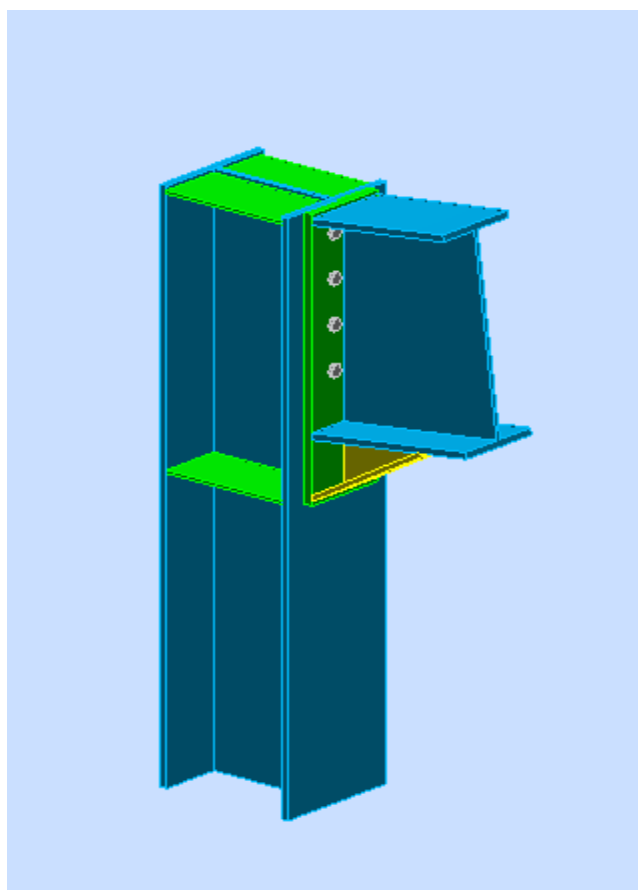
λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

ANNEXE 09
Section d'armature en mm^2

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

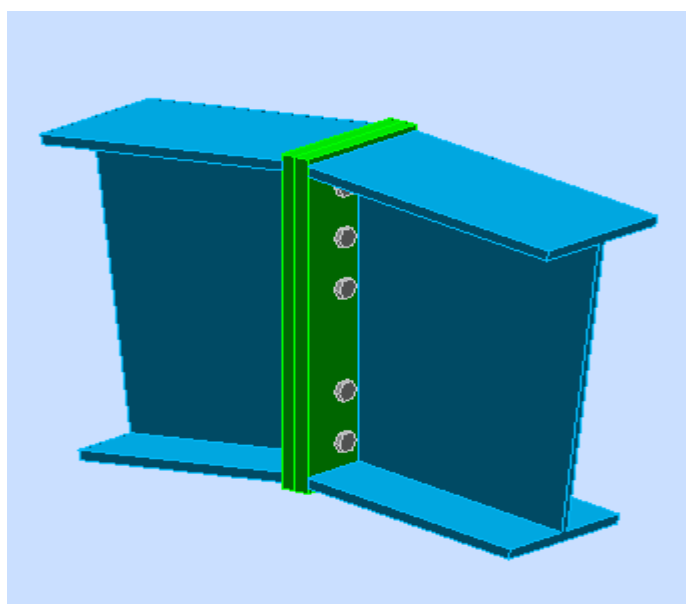
ANNEXE 10

Vue 3D de l'assemblage poteau traverse.



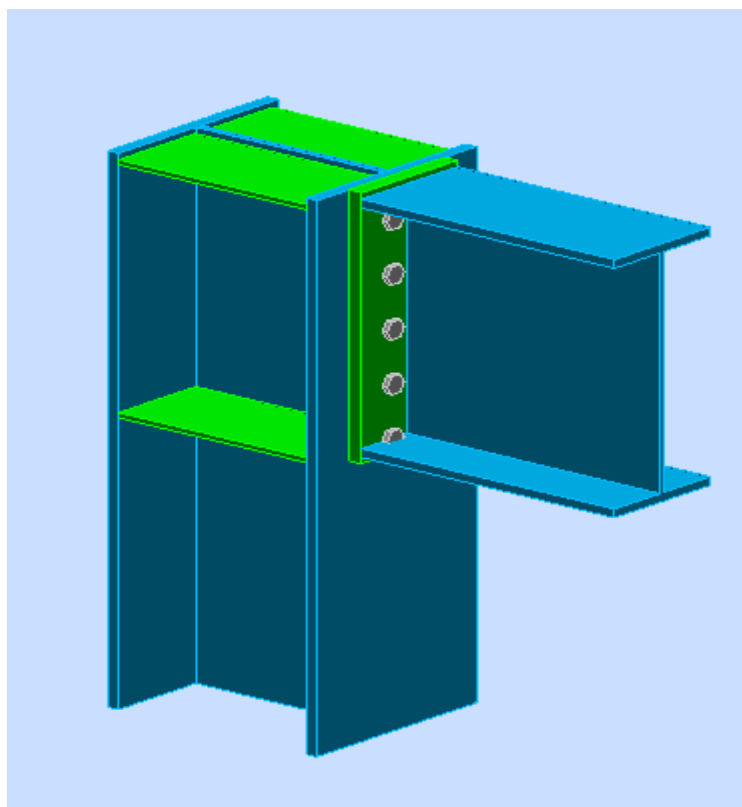
ANNEXE 11

Vue 3D de l'assemblage au niveau de faitage



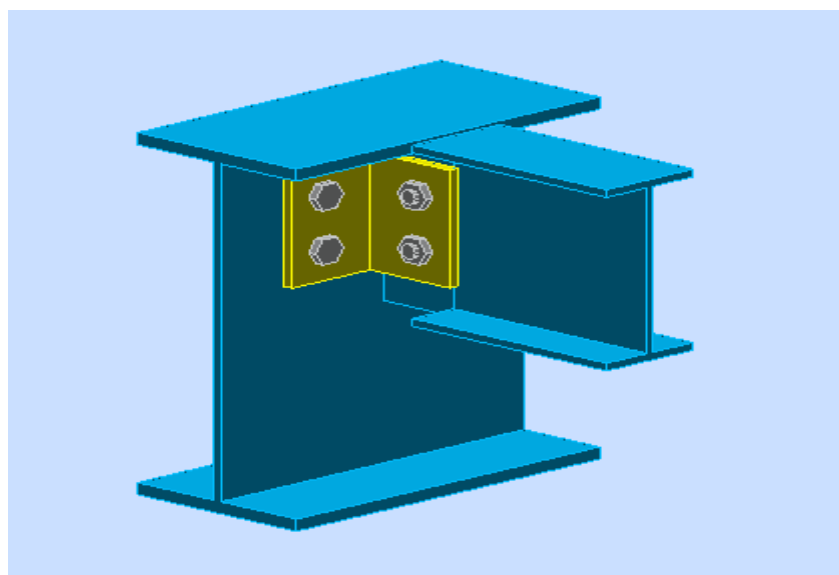
ANNEXE 12

Vue 3D de l'assemblage poutre-poteau

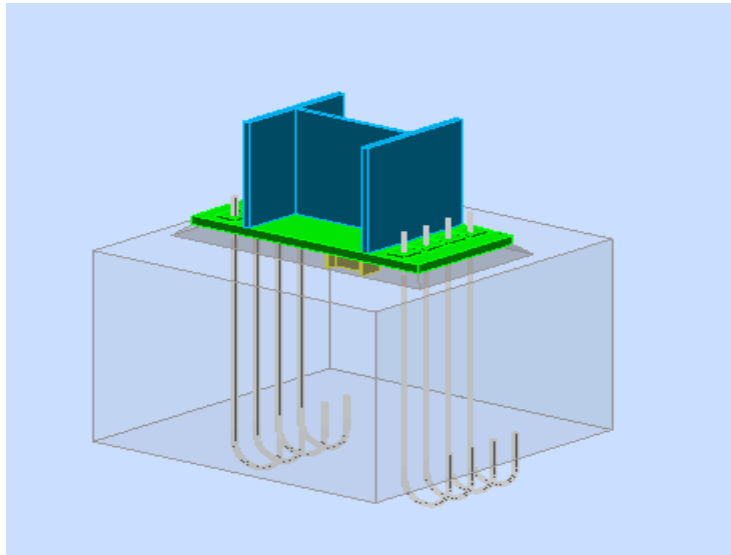


ANNEXE 13

Vue en 3D de l'assemblage solive-poutre



ANNEXE 14
Vue 3D de l'assemblage au niveau de pied de poteau



ANNEXE 15
Vue en 3D de l'assemblage au gousset

