



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET  
POPULAIRE



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la  
Recherche Scientifique

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Département de Génie Civil

Faculté de Technologie

**MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES**

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

Spécialité : Constructions Métallique et Mixtes

## Thème

**ETUDE D'UN HALL INDUSTRIEL  
EN  
CHARPENTE METALLIQUE**

Devant les membres de jury.

Présenté par :

-Encadreur : **Mr. K. RAHMANI**

- **CHEBCHOUB FAWZIA**

- **BEN HADJ TAHAR HADJIRA**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## REMERCIEMENT

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terminer de projet.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur **Mr .K.RAHMANI** de nous avoir encadrés ainsi que leur disponibilité, orientations, et précieux conseil avec lequel ils ont suivi et guidé ce travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leurs aides, leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements, particulièrement.

# *Dédicaces*

*Pour que ma réussite soit complète je la partage avec toutes les personnes que j'aime, je dédie ce modeste travail à :*

*À ma chère maman, Aucune dédicace ne peut exprimer l'amour et le respect pour cette grande femme, forte, de toute ma vie, je n'ai jamais vu une femme d'une telle force elle m'a donné tout le soutien et l'amour, ses prières et ses Bénédictions m'ont accompagné durant toutes mes années d'études.*

*A mon très cher père pour sa patience et tous ses efforts.....*

*A celui que j'aime beaucoup et qui m'a soutenue tout au long de ce projet : A mes frères **Nesser et Refik** .*

*A mes chères sœurs : **Aicha et Chahra et Amina**.*

*Je remercie mes amis intimes : **Khoukha, Nesrin, Fadhila, Messahel , Wissal, Hanen,**.  
Enfin je remercie mon binôme et ma sœur **Benhadj Tahar Hadjira**.*

**Nesrine**

# *Dédicaces*

*Pour commencer je prends le temps de remercier le bon DIEU de m'avoir donné la force et le courage pour terminer mes études*

*A ma très chère maman quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles, je n'ai jamais vu une femme*

*d'une telle force elle m'a donné tout le soutien et l'amour, ses prières et ses bénédictions m'ont accompagné durant toutes mes années d'études.*

*A mon très cher père tu as toujours été à mes côtés me soutenir et m'encourager .*

*Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.*

*A celui qui j'aime beaucoup et qui m'a soutenue tout au long de ce projet :*

*À mes frères **Mohamed et Nor aldin et Abdo et Ibrahim et Omar**  
et mon fiancé **Hamza***

*A mes chères sœurs : **Rabia et Habiba et zahra et DjamiLa***

*Et aux bourgeons de notre maison : **Mariam et Amina et Sooad et Hadjer et wissam***

*Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagné durant mon chemin d'études supérieures, mes aimables*

*amis : **khokha, Nesrine, Messahel ,Hanan***

*Enfin je remercier le meilleur « mon binôme **Chebchoub Fawzia** »*

***Khouloud***

## LISTE DES NOTATIONS

### Majuscules latines :

A : Section brute d'une pièce

Anet : Section netted'une pièce ;

Aw : Section de l'âme ;

Av : Aire de cisaillement ;

Ct : Coefficient de topographie ;

Cr : Coefficient de rugosité ;

Cp,net : Coefficient de pressionnette ;

Ce : Coefficient d'exposition ;

Cd : Coefficient dynamique ;

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ;

F : Force en générale ;

G : Module d'élasticité transversale de l'acier ;

G : Charge permanente ;

Gadm : L'effort de glissement admissible ;

Gc : L'effort appliqué sur le connecteur ;

I : Moment d'inertie ;

K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poteaux/ Poutre ;

K0 : Coefficient de flambement ;

K : Facteur de déforméemodale ;

Kt : Facteur de terrain ;

L : Longueur ;

Msd : Moment sollicitant en générale ;

M : Moment fléchissant ;

Mrd : Moment résistant ;

Mpl : Moment plastique ;

Mcr : Moment critique ;

Mb,rd : Valeur de calcul de la résistance au déversement ;

Npl,rd : Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute ;

Nb,rd : Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement ;

Nsd : Effort normal sollicitant ;

Nt,sd : Effort normal de traction ;

Nc,sd : Effort normal de compression ;

Npl : Effort normal plastique ;

Nc,rd : Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression ;

Pk : Poids total de la structure ;

Q : Charge d'exploitation ;  
R : Coefficient de comportement de la structure ;  
S : Surface ;  
S : Charge de la neige ;  
Sk : Charge de la neige sur le sol ;  
Vsd : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant ;  
Vpl,rd : Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement ;  
Vref : Vitesse de référence du vent ;  
W : Pressionaérodynamique ;  
Wpl : Module de résistance plastique ;  
Wel : Module de résistance élastique ;  
D : Diamètre d'une section circulaire ;  
f : Flèche ;  
fy : Limité d'élasticité ;  
fu : Résistance à la traction ;  
H : Hauteur d'une pièce ;  
L : Longueur d'une pièce ;  
lf : Longueur de flambement ;  
r : Rayon d'une section circulaire ;  
t : Épaisseur d'une pièce ;  
tf : Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau) ;  
tw : Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau) ;  
z : Hauteur au-dessus du sol ;  
z0 : Paramètre de rugosité ;  
zeq : Hauteur équivalente ;  
zmin : Hauteur minimale ;  
 $\chi$  : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié ;  
 $\beta$  : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;  
 $\beta_w$  : Facteur de corrélation ;  
 $\beta_M$  : Facteur de moment uniforme équivalent ;  
 $\beta_j$  : Coefficient relatif à la liaison ;  
 $\gamma_M$  : Coefficient de sécurité ;  
 $\lambda$  : Élancement ;  
 $\lambda_{LT}$  : Élancement de déversement ;  
 $\alpha$  : Facteur d'imperfection ;  
 $\varnothing$  : Rotation ;  
 $\varnothing_{LT}$  : Rotation de déversement ;

$\eta$  : Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;

$\varepsilon$  : Coefficient de réduction élastique de l'acier ;

$\zeta_a$  : Contrainte de l'acier;

$\zeta_b$  : Contrainte du béton;

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique ;

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement ;

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismique  $F_i$ ;

$\Delta k$  : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 »;



## ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة حظيرة معدنية ذات طابق، ذات تصميم منجز، يقع في ولاية بومرداس والتي تعد هذه الأخيرة نشاط زلزالي متوسط .

و نواة مركزية وقد تم التصميم وفقا لقوانين ومعايير البناء Y مقاومة البنائة محقق بواسطة نظام تدعيم على شكل

ROBOT 2019 و تمت الدراسة الديناميكية و فق برنامج CCM (RPA99version 2003, CCM) ( الجزائر )

**الكلمات المفتاحية:** منشأة معدنية، الدراسة الديناميكية، و نواة مركزية

## Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'un hall en charpente métallique (R+1).

Avec un plan réaliste nous avons positionné géographiquement ce hall dans la wilaya BOMARDASS, cette dernière est considérée comme zone de moyenne sismicité.

La résistance du hall est assurée par des paliers de contreventement en Y et un noyau central béton arme. La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99version 2003, CCM97), L'étude dynamique a été faite par le logiciel ROBOT 2019.

**Mots clé:** structure métallique, étude dynamique, noyau central.

## Summary

The goal of this work is the study of a hall metal frame (R +1). With a realistic plan, we have geographically positioned this hall in the BOMARDASS wilaya, the latter is considered to be a zone of medium seismicity.

The strength of the building is ensured by Y-shaped bracing bearings and a reinforced concrete central core. The design was made according to the current building regulations (RPA99version 2003, CCM97), The dynamic study was done by the software ROBOT 2019.

**Keywords:** metallic structure, dynamic study, central core

# Liste des matières

**Remerciements**

**Dédicaces**

**Résumé**

**Liste des symboles**

**List des tableaux**

**List des figures**

**Sommaire**

Introduction générale ..... 1

## **CHAPITRE 1 : Présentation de projet**

1.1 Présentation du projet .....	2
1.2 Données géométriques du projet.....	2
1.3 Les données concernant le site .....	2
1.4 Réglemtes utilise .....	3
1.5 Matériaux utilisés.....	3
1.5.1 Acier.....	3
1.5.2 Béton.....	3
1.6 Résistance du béton .....	4
1.7 Les assemblages.....	4
1.8 Conception structurelle .....	4
1.8.1 Type de Structure .....	4
1.8.2 Les Planchers .....	4
1.8.3 Contreventement .....	5
1.8.4 Les fondations .....	5
1.8.5 Escaliers.....	6
1.9 Couverture et bardage .....	6
1.10 Structure vertical (les façades) .....	7

## **CHAPITRE 2 : Évaluation des charges &Etude climatique**

## Liste des matières

2.1 Introduction .....	8
2.2 Étude a la neige .....	8
2.2.1 But.....	8
2.2.2 Domaine d'application .....	8
2.2.3 La charge de la neige sur le sol (Sk) .....	8
2.2.4 Coefficient de forme de la toiture (Annexe A1).....	9
2.2.5 Calcul des charges de la neige sur la toiture .....	10
2.3 Effet du vent.....	10
2.3.1 Calcul des coefficients de pression intérieur.....	18
2.4 Calcul de la force de frottement.....	27

## CHAPITRE 3 : Dimensionnement des éléments secondaires

3.1 Introduction.....	31
3.2 Calcul Des Pannes .....	31
3.2.1 Définition .....	31
3.2.2 Détermination nombre & l'espacement entre les pannes .....	31
3.2.3 Détermination des sollicitations .....	31
3.2.4 .....	32
3.2.5 Combainaisons des charges .....	32
3.2.6 Vérification de la panne à la résistance .....	35
3.2.7 Vérification de la panne au cisaillement.....	36
3.2.8 Vérification de la flèche .....	36
3.2.9 Vérification des éléments au déversement.....	37
3.3 Calcul des liernes .....	38
3.3.1 Introduction .....	38
3.3.2 Dimensionnement.....	40
3.4 Calcul des lisses de bardage .....	40
3.4.1 Introduction .....	40
3.4.2 Détermination de nombre des lisses .....	41
3.4.3 Evaluation des charges et surcharges.....	41
3.4.4 Vérification de la lisse à la résistance .....	42
3.4.5 Vérification de la lisse au cisaillement .....	43
3.4.6 Vérification de la flèche.....	44

## Liste des matières

3.4.7 Vérification des éléments au déversement.....	44
3.5 Calcul de potelets.....	46
3.5.1 Introduction .....	46
3.5.2 Détermination des charges.....	46
3.5.3 Pré-dimensionnement de l'élément .....	48
3.5.4 Vérification de la section à la résistance.....	48
3.5.5 Vérification de la section à la stabilité.....	49

## CHAPITRE 4 : Dimensionnement des planchers mixtes

4.1 Plancher collaborant .....	51
4.1.2 Méthode de calcul.....	51
4.1.2.1 Phase de construction .....	51
4.1.2.2 Phase finale .....	51
4.1.3 Evaluation des charges et surcharges .....	52
4.1.3.1 Caractéristique de Hibond-55 selon le fiche technique .....	52
4.1.3.2 Etage courant .....	52
4.1.3.3 Etude des solives.....	53
4.1.3.4 Calcul des connecteurs.....	58
4.2 Etude des poutres principales .....	60
4.3 Etude des poteaux .....	72

## CHAPITRE 5 : Etude dynamique et sismique

5.1 Introduction.....	76
5.2 Etude dynamique .....	76
5.2.1 Modélisation de rigidité .....	76
5.2.2 Modélisation de la masse .....	76
5.2.3 La méthode de calcul .....	77
5.2.4 Analyse spectrale .....	77
5.3 Résultat de l'annalyse sismique.....	82
5.3.1 Modele initial.....	82
5.3.2 Modele retenu .....	84

## Liste des matières

### CHAPITRE 6 : Vérification des éléments résistants

6.1 Introduction .....	90
a . Le flambement .....	90
b.le deversement .....	90
6.2 Vérification des poteaux .....	91
6.2.1 Vérification des poteaux vis-à-vis le flambement .....	91
6.2.1.1 Les étapes de vérification du flambement .....	91
6.3 Vérification des poutres .....	96
6.3.1 Poutre principale .....	96
6.4 Dimensionnement des contreventements.....	97

### CHAPITRE 7 : Etude des Assemblages

7.1 Introduction .....	101
7.2 Choix de type d'assemblage .....	101
7.3 Fonctionnement des assemblages .....	101
7.4 Assemblage poteau HEA340 - poutre IPE500 .....	102
7.4.1 Vérification de la résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant .....	104
7.4.2 Résistance de l'ame du poteau en traction.....	105
7.5 Assemblage poutre- solive (IPE500-IPE140).....	105
7.5.1 Carractéristiques geométriques des profilés et données mécaniques .....	105

### CHAPITRE 8 : Etude de l'infrastructure

8.1 Introduction.....	110
8.2 Les avantages .....	110
8.3 Les inconvénients .....	110
8.4 Premier démarrage .....	111
8.5 Les outils disponible .....	111
a.Les barres d'outils .....	111

## Liste des matières

b. La liste des taches .....	112
c .La liste d'erreur .....	113
d. La fenêtre d'édition de code .....	113
e.les propriétés .....	114
8.6 L'interface de VB .....	115
8.7 Langage de vb.net .....	117
a. Les variables .....	117
<b>b. Les structures conditionnelles .....</b>	<b>118</b>
c. Les opérateurs .....	118
d. Les constantes et énumération.....	119
e. Les tableaux.....	119
<b>f. Les options de codage .....</b>	<b>120</b>
Conclusion générale.....	142

## LISTE DES TABLEAUX

### Chapitre 2

<b>Tableau 2.1:</b> charge de la neige sur le sol dans chaque zone .....	8
<b>Tableau 2.2:</b> coefficients de forme-toiture a deux versents .....	9
<b>Tableau 2.3:</b> Définition catégorie de terrain .....	12
<b>Tableau 2.4:</b> Valeur de la vitesse de référence du vent. ....	12
<b>Tableau 2.5:</b> Les valeurs de la pression dynamique .....	13
<b>Tableau 2.6:</b> Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V1 ...	14
<b>Tableau 2.7:</b> Les valeurs des cpe sur les parois dans le sens v1 et v3.....	15
<b>Tableau 2.8:</b> les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens V1 et V3 ....	16
<b>Tableau 2.9:</b> Les valeurs des Cpe sur la toiture dans le sens V1 et V3 .....	17
<b>Tableau 2.10:</b> Type et surface d'ouverture.....	17
<b>Tableau 2.11:</b> Surfaces des ouvertures .....	18
<b>Tableau 2.12:</b> Vérification des conditions de la surface d'ouverture. ....	18
<b>Tableau 2.13:</b> les valeurs de cpi en fonction de h/d .....	19
<b>Tableau 2.14:</b> Valeurs des pressions sur les parois dans le sens v1 avec Cpi=0.13 .....	20
<b>Tableau 2.15:</b> Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec cpi =0.13.....	21
<b>Tableau 2.16:</b> Valeurs des pressions sur les parois dans le sens v3 avec Cpi=-0.16.....	21
<b>Tableau 2.17:</b> Valeurs des pressions sur les parois dans le sens v3 avec Cpi=-0.16.....	22
<b>Tableau 2.18:</b> Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens v2etv4 .....	23
<b>Tableau 2.19:</b> Les valeurs des cpe sur les parois dans le sens V2.....	23
<b>Tableau 2.20:</b> Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture dans le sens v2 et v4 .....	25
<b>Tableau 2.21:</b> Les valeurs des Cpe sur la toiture dans le sens V2 et V4.....	25
<b>Tableau 2.22 :</b> Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V2 et V4avec Cpi=-0.3 .....	26
<b>Tableau 2.23:</b> Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V2 et V4avec Cpi=-0.3 .....	27

## Chapitre 3

<b>Tableau 3.1:</b> Facteur d'imperfection .....	<b>48</b>
--------------------------------------------------	-----------

## Chapitre 4

### Plancher collaborant

<b>Tableau 4.1:</b> charge permanente du plancher courant .....	52
<b>Tableau 4.2:</b> Dimensions et caractéristiques mécaniques du profilé IPE140.....	53
<b>Tableau 4.3:</b> les résultats pour les solives du niveau .....	56
<b>Tableau 4.4:</b> Dimensions et caractéristiques mécaniques du profilé IPE450.....	63
<b>Tableau 4.5:</b> les résultats pour les solives du niveau du plancher +9.5.....	73
<b>Tableau 4.6:</b> Charges d'exploitations cumulées.....	78
<b>Tableau 4.7:</b> Descente des charges .....	78
<b>Tableau 4.8:</b> Choix de la sections des profilés .....	78
<b>Tableau 4.9:</b> choisit un <b>HEA220</b> .....	79
<b>Tableau 4.10:</b> les résultats de la vérification au flambement des poteaux .....	80

### ESCALIER

<b>Tableau 4.11:</b> Évaluation des charges .....	84
<b>Tableau 4.12:</b> Combinaison de charge .....	84
<b>Tableau 4.13:</b> caractéristique mécanique du cornière L40x40x4 .....	85
<b>Tableau 4.14:</b> Évaluation des charges .....	87
<b>Tableau 4.15:</b> Combinaison de charge .....	87
<b>Tableau 4.16:</b> caractéristique mécanique du profil <b>UPN160</b> .....	88
<b>Tableau 4.17:</b> Évaluation des charges .....	90
<b>Tableau 4.18:</b> caractéristique mécanique du profil <b>IPE160</b> .....	91

## Chapitre 5

<b>Tableau 5.1:</b> Valeurs des pénalités $P_q$ .....	96
<b>Tableau 5.2:</b> Eléments constituant la structure.....	97
<b>Tableau 5.3:</b> Période et facteurs de participation massique du modèle initiale.....	98
<b>Tableau 5.4:</b> Vérification déplacement inter étages sens Y .....	99



<b>Tableau 5.5:</b> Vérification déplacement inter étages sens X .....	99
<b>Tableau 5.6:</b> Eléments constituant la structure.....	99
<b>Tableau 5.7:</b> Valeurs des modes propres .....	101
<b>Tableau 5.8:</b> Vérification déplacement inter étages sens X .....	103
<b>Tableau 5.9:</b> Vérification déplacement inter étages sens Y .....	103
<b>Tableau 5.10:</b> Vérification de l'effet du 2 <sup>o</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ). .....	104
<b>Tableau 5.11:</b> Valeurs des pénalités $P_q$ .....	106
<b>Tableau 5.12:</b> Eléments constituant la structure.....	107
<b>Tableau 5.13:</b> Période et facteurs de participation massique du modèle initiale.....	108
<b>Tableau 5.14:</b> Vérification déplacement inter étages sens Y .....	108
<b>Tableau 5.15:</b> Vérification déplacement inter étages sens X .....	108
<b>Tableau 5.16:</b> Eléments constituant la structure.....	109
<b>Tableau 5.17:</b> Valeurs des modes propres .....	110
<b>Tableau 5.18:</b> Vérification déplacement inter étages sens X .....	112
<b>Tableau 5.19:</b> Vérification déplacement inter étages sens Y .....	112
<b>Tableau 5.20:</b> Vérification de l'effet du 2 <sup>o</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ). .....	113

## Chapitre 6

<b>Tableau 6.1:</b> Caractéristiques du profilé HEA300 .....	118
--------------------------------------------------------------	-----

## Chapitre 7

<b>Tableau 7.1:</b> Caractéristiques des boulons .....	132
<b>Tableau 7.2:</b> Valeurs du facteur de corrélation approprié .....	132
<b>Tableau 7.3:</b> Valeurs du coefficient partiel de sécurité $\gamma_{mw}$ .....	132
<b>Tableau 7.4:</b> Valeurs du coefficient réducteur $K_s$ .....	132
<b>Tableau 7.5:</b> Normes des dimensions des trous de boulons en (mm). .....	133
<b>Tableau 7.6:</b> Valeurs de coefficient de frottement $\mu$ .....	133
<b>Tableau 7.7:</b> Schéma d'assemblage poutre -solive.....	133

## LISTE DES FIGURES

### Chapitre 1

<b>Figure 1.1:</b> les composants du plancher mixte .....	5
<b>Figure 1.2:</b> escalier en charpente métallique .....	6
<b>Figure 1.3:</b> Is fire wall .....	6
<b>Figure 1.4:</b> Is fire roof .....	6

### Chapitre 2

<b>Figure 2.1:</b> Action due à la neige .....	9
<b>Figure 2.2:</b> représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol.....	10
<b>Figure 2.3:</b> Action du vent .....	11
<b>Figure 2.4:</b> Modale 3D .....	14
<b>Figure 2.5:</b> Légendes pour les parois verticales V1 .....	14
<b>Figure 2.6:</b> Répartition des Cpe sur les parois dans le sens V1 et V3.....	15
<b>Figure 2.7:</b> Répartition des surfaces sur la toiture (V1 et V3). .....	16
<b>Figure 2.8:</b> Légende pour les parois verticale. ....	22
<b>Figure 2.9:</b> Répartitriion des Cpe sur les parois dans le sens v2 et v4 .....	23
<b>Figure 2.10:</b> Légende pour la toiture(direction V2 et V4 $\theta=90^\circ$ ).....	24

### Chapitre 3

<b>Figure 3.1:</b> Disposition de la panne.....	31
<b>Figure 3.2:</b> Espacement entre les pannes de toiture .....	32
<b>Figure 3.3:</b> Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes. ....	32
<b>Figure 3.4:</b> présentation d'un lierne .....	37
<b>Figure 3.5:</b> présentation des liernes dans la couverture .....	38
<b>Figure 3.6:</b> schéma statique.....	38
<b>Figure 3.7:</b> coupe transversale de la lisse de bardage .....	40
<b>Figure 3.8:</b> schéma présentatif pour potelet .....	45
<b>Figure 3.9:</b> surface revenant au potelet le plus chargé .....	45

## Chapitre 4

### Plancher collaborant

<b>Figure 4.1:</b> Schéma statique de la solive la plus sollicitée .....	53
<b>Figure 4.2:</b> schéma des positions des connecteurs solive .....	60
<b>Figure 4.3:</b> Schéma statique de la poutre principale .....	62
<b>Figure 4.4:</b> charges ponctuelles[KN](phase construction ).....	65
<b>Figure 4.5:</b> Moment $M_y$ [KN.m] (phase construction ) .....	66
<b>Figure 4.6:</b> effort tranchant[KN] (phase construction ) .....	66
<b>Figure 4.7:</b> charges ponctuelles[KN] .....	67
<b>Figure 4.8:</b> fleche [cm].....	67
<b>Figure 4.9:</b> charges ponctuelles[KN](phase final ) .....	69
<b>Figure 4.10:</b> Moment $M_y$ [KN.m] (phase final ).....	70
<b>Figure 4.11:</b> effort tranchant[KN] (phase final) .....	70
<b>Figure 4.12:</b> charges ponctuelles[KN] .....	71
<b>Figure 4.13:</b> la flache [cm] .....	72
<b>Figure 4.14:</b> la flache [cm] .....	72
<b>Figure 4.15:</b> schéma des position des connecteurs solive .....	74
<b>Figure 4.16:</b> poteau central.....	77

### ESCALIER

<b>Figure 4.17:</b> escaliers .....	81
<b>Figure 4.18:</b> Coupe horizontale des Escaliers .....	82
<b>Figure 4.19:</b> schème représentant les dimensions de l'escalier.....	83
<b>Figure 4.20:</b> Les composantes de l'escalier .....	83

## Chapitre 5

<b>Figure 5.1:</b> Spectre de réponse .....	93
<b>Figure 5.2:</b> Vu en plan de modal initial.....	98
<b>Figure 5.3:</b> Modale Finale .....	100
<b>Figure 5.4:</b> Schéma des trois premiers modes.....	102
<b>Figure 5.5:</b> Vu en plan de modal initial.....	107

<b>Figure 5.6:</b> Modale Finale .....	109
<b>Figure 5.7:</b> Schéma des trois premiers modes.....	111
<b>Figure 5.8:</b> Largeur minimum du joint sismique .....	115

## Chapitre 06

<b>Figure 6.1:</b> Facteurs de distribution de rigidité .....	118
<b>Figure 6.2:</b> Contreventement en V (bloc A).....	123
<b>Figure 6.3:</b> Contreventement en V (bloc B).....	126

## Chapitre 7

<b>Figure 7.1:</b> Assemblage poteaux-poutres .....	134
<b>Figure 7.2:</b> Schéma de l'assemblage poteau HEA300 – poutre IPE500.....	135
<b>Figure 7.3:</b> Schéma d'assemblage poutre -solive.....	137
<b>Figure 7.4:</b> Vérification d'assemblage poutre-solive par ROBOT .....	138
<b>Figure 7.5:</b> Assemblage poteaux-poutres .....	139
<b>Figure 7.6:</b> Vérification d'assemblage poutre-poteau par ROBOT .....	140
<b>Figure 7.7:</b> Schéma d'assemblage poutre -solive.....	143
<b>Figure 7.8:</b> Vérification d'assemblage poutre-solive par ROBOT .....	144

## Chapitre 8

<b>Figure 8.1:</b> Schéma d'une semelle isolée sous un poteau carré.....	148
<b>Figure 8.2:</b> Radier général nervuré.....	150

## INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil spécialité « Construction métallique » à l'Université Saad Dahlab « BLIDA », nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE). Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle, d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

Il s'agit d'un hangar de stockage en production des produits pharmaceutiques des laboratoires pharmagheb de Wilaya << BOUMERDES >>.

Dans ce projet de fin d'études, nous allons appliquer et compléter les connaissances et les informations acquises le long de notre formation, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que le moyen de calcul informatique.

Notre travail contient plusieurs chapitres après l'introduction :

- **le 1<sup>er</sup> chapitre** : de généralités qui mentionne la démarche adoptée pour mener à bien ce travail où l'ouvrage est présenté par ces données géométriques et localisation ainsi que les règlements et les matériaux utilisés.
- **Le 2<sup>ème</sup> chapitre** : présente les principes et la procédure pour la détermination des différentes charges et aux surcharges climatiques selon le « RVN 99 version 2013 ».
- **Le 3<sup>ème</sup> chapitre** : dimensionnement des éléments de la structure secondaire.
- **Le 4<sup>ème</sup> chapitre** : dimensionnement des plancher mixte et escalier.
- **Le 5<sup>ème</sup> chapitre** : l'étude dynamique et sismique du hangar selon -le « RPA99 » pour choisir le système de contreventement afin d'assurer la stabilité de la structure en utilisant le logiciel « Robot ».
- **Le 6<sup>ème</sup> chapitre** : dimensionnement des éléments structuraux Selon le « CCM97 ».
- **le 7<sup>ème</sup> chapitre** : consiste à étudier les différents assemblages métalliques de la structure selon le « CCM97 ».
- **le 8<sup>ème</sup> chapitre** : l'étude de l'infrastructure selon le « BAEL91 ».

- Enfin dans le huitième chapitre, les systèmes de protections de la structure sont présentés.

Comme tout travail, ce mémoire s'achève par une conclusion générale qui synthétise tout ce qui a été fait. Enfin, une série d'annexes vient d'apporter plus de détails et d'explication aux chapitres.

**CHAPITRE 1 :**  
**Présentation de projet**

**1.1 Présentation du projet :**

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous sommes amenés à faire l'étude du bloc hangar unité de production des produits pharmaceutiques 2niveaux (R+1) et la structure est d'une surface 1830.4m<sup>2</sup>, en charpente métallique.

Le hangar unité de production implanté au niveau de la wilaya **BOUMERDES**, plus précisément au niveau ville **LARBAATACHE** de, qui est une zone de forte sismicité(II) selon le règlement RPA99 V2003.

**1.2 Données géométriques de l'ouvrage :**

Composé en deux parties, séparé par un joint de dilatation présentant les données géométriques suivante :

**Bloc A :**

- ✓ La longueur de la structure :..... 60.00 m
- ✓ La largeur de la structure :..... 16.00m
- ✓ La hauteur totale (au faitage): ..... 13,30 m
- ✓ La hauteur des poteaux (à la poutre sablière):..... 12,34m
- ✓ La pente de versant:.....  $\alpha = 9.50^\circ$
- ✓ Nombre de portique :..... 10

**Bloc B :**

- ✓ La longueur de la structure :..... 54.00m
- ✓ La largeur de la structure :..... 16.00m
- ✓ La hauteur totale (au faitage): ..... 13,30 m
- ✓ La hauteur des poteaux (à la poutre sablière):..... 12,34m
- ✓ La pente de versant:.....  $\alpha = 9.50^\circ$
- ✓ Nombre de portique :..... 9

**1.3 Les données concernant le site :**

Le projet est un Hangar implanté dans un terrain plat à la LARBAATACHE, Wilaya de «BOUMERDES »



- ✓ La contrainte admissible du sol est de  $q_{adm} = 1.5$  bars (à une profondeur de 1.50m par rapport au terrain naturel)
- ✓ Altitude : 155 m
- ✓ Zone de neige : Zone B [2]
- ✓ Zone du vent : Zone 1 [2]
- ✓ Zone sismique : Zone IIb [1]

#### **1.4 Réglémentes utilise :**

Les réglémentes techniques utilisés sont les suivants :

- DTR BC 2.44 CCM 97 dimensionnement des structures en acier
- DTR BC 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation
- DTR BC 2.48 RPA99 v.2003 règles parasismique Algérienne
- DTR C 2-4.7 Règlement neige et vent RNV 2013
- Euro-code 3 calcul des structures en acier

#### **1.5 Matériaux utilise :**

##### **1.5.1 Acier :**

L'acier **S275 JR** a été considéré pour le calcul des différents profilés standards de la structure conformément à la norme EN10025 (Réf. 1) :

- ✓ Limite élastique :  $f_y = 275$  N/mm<sup>2</sup>
- ✓ Résistance à la rupture :  $f_u = 405$  N/mm<sup>2</sup>

Pour l'acier, les valeurs suivantes sont à considérer :

- ✓ Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210000$  MPa
- ✓ Module d'élasticité transversale  $G = E/2(1+\nu)$
- ✓ Le coefficient de poisson :  $\nu = 0,3$

##### **1.5.2 Le béton :**

- ✓ Le béton utilisé est de classe de résistance C25/30, classe d'exposition XC02 selon la NA-16002.
- ✓ Le béton de propreté est de classe C16/20.

**1.6 Résistance du béton :**

Ces caractéristiques sont :

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

**1.7 Les assemblages :**

Dans les structures multi-étages, les assemblages entre les éléments principaux peuvent être classés de manière commode en :

- ✓ Assemblages poutre-poteau.
- ✓ Pieds de poteaux.
- ✓ Assemblages de contreventements.

Deux types de connecteurs sont utilisés dans les assemblages les soudures et les boulons.

Pour tous les assemblages les boulons utilisés sont des boulons HR de classe 10.9, et ordinaire de classe 8.8, 6.8.

Avec : -  $f_y = 275$  MPa

-  $f_u = 430$  MPa

**1.8 Conception structurelle :****1.8.1 Type de Structure :**

La structure faisant l'objet de notre étude est composée principalement de poutres et de poteaux (portiques en charpente métallique) .Ainsi que d'un noyau en béton armé.

**1.8.2 Les Planchers :**

La structure comporte un plancher mixte acier-béton connu sous le nom de plancher collaborant dont la composition est illustrée sur la figure I.2 .Le profilé métallique est connecté mécaniquement à la dalle de béton qu'il porte. Il est constitué de :

- ✓ Dalle en béton armé collaborant (béton+ treille souder)
- ✓ Solives

- ✓ Connecteurs soudés
- ✓ Tôle profilée en HI BOND 55

1 : dalle en béton

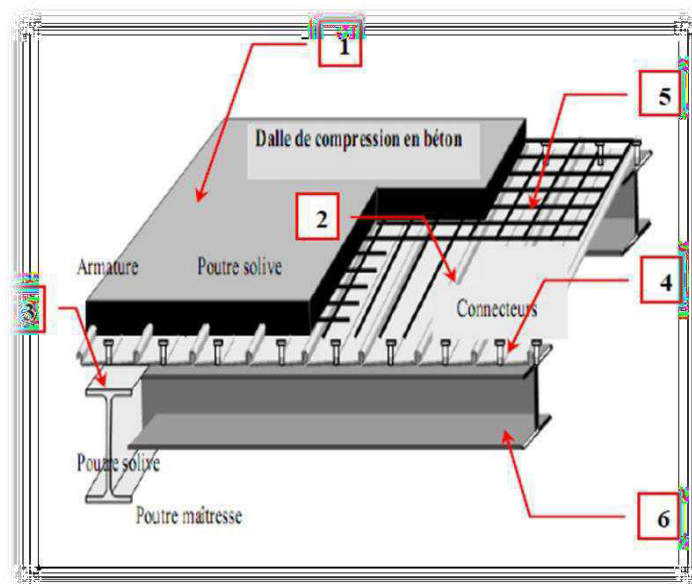
2 : bac d'acier (hibbon55)

3 : poutre porteuse

4 : connecteur

5 : treillis d'armature

6 : solive



**Figure 1.1 :** Les composants du plancher mixte [8]

### 1.8.3 Contreventement :

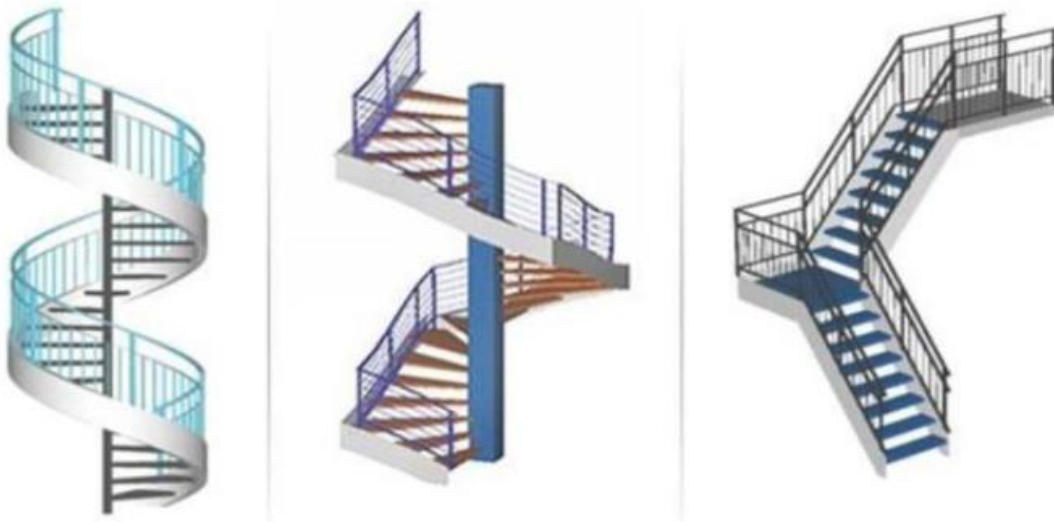
Le hangar est à ossature métallique contreventé par des palées de stabilité dans les deux sens.

### 1.8.4 Les fondations :

Les fondations seront réalisées conformément à l'étude géotechnique. Elles seront de type isolé, filantes ou radier général ; (Selon le rapport de Sol).

### 1.8.5 Escaliers :

Ils servent à relier les niveaux successifs et de faciliter les déplacements dans les étages et serviront aussi comme escaliers de secours en cas d'incendie et accidents majeurs.



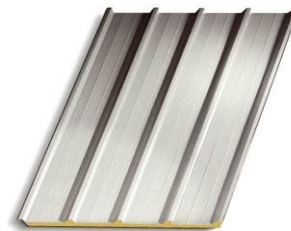
**Figure 1.2 :** escalier en charpente métallique

### 1.9 Couverture et bardage :

La couverture et le bardage sont composés des panneaux sandwich qui sont caractérisés par une âme en fibre minérale qui garantit, outre une isolation thermique optimum, l'incombustibilité du produit. Ils résistent au feu tout en maintenant des caractéristiques mécaniques élevées.



**Figure 1.3:** Is fire Wall



**Figure 1.4:** Is fire roof.

**1.10 Structure vertical (les façades) :**

Les portiques sont capables de résister aux charges verticales et horizontales agissant dans leur plan. Avec une et de voûte et la pente, une partie des forces verticales est transmise par compression dans les traverses, et donc les moments de Flexion et les flèches sont plus faibles. Ces charges provoquent des sollicitations de flexion, effort axial et effort tranchant. Les portiques sont de simple travée. L'espacement des portiques est imposé par le bardage de dimensions normalisées qui repose sur des appuis tous les 6 mètres.

**CHAPITRE 2 :**  
**Évaluation des charges & Etude**  
**climatique**

**2.1 Introduction :**

L'effet des actions climatiques sur une construction métallique est très important. Alors, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et à la neige dans toutes les directions possibles, selon le RNV99 – version 2013.

**2.2 Étude a la neige :**

**2.2.1 But :**

Le but principal de cette étude est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute la surface située au-dessous du sol et soumise à

L'accumulation de la neige notamment sur la toiture.

**2.2.2 Domaine d'application :**

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

**2.2.3 La charge de la neige sur le sol (Sk) :**

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

Dans notre cas :

- Le projet est implanté dans Larabatach wilaya de BOUMERDES qui est classé en zone B [2]
- L'altitude du projet est d'environ 155m.
- SK est donnée par le tableau suivant :

**Tableau 2.1 :** charge de la neige sur le sol dans chaque zone

Zone	A	B	C	D
SK	$\frac{0.07.H + 15}{100}$	$\frac{0.04.H + 10}{100}$	$\frac{0.0325H + 10}{100}$	Pas de charge de neige

Boumerdes appartient à la zone B donc :

$$S_k = \frac{(0.04.H + 10)}{100} \quad [2] \text{ (Annexe A1)}$$

Avec :

H : altitude du site par rapport au niveau de la mer : H = 155m

$$S_k = \frac{0.04 \cdot 155 + 10}{100} = 0,162 \text{ kN/m}^2$$

$$S_k = 0.162 \text{ kN/m}^2$$

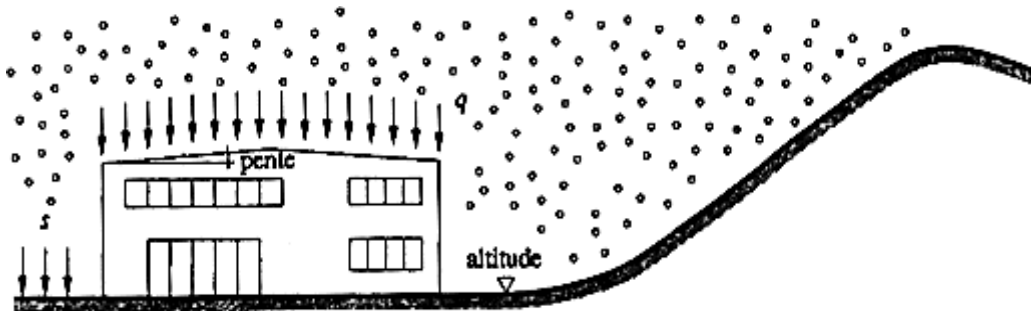


Figure 2.1: Action due à la neige.

**2.2.4 Coefficient de forme de la toiture (Annexe A1) :**

Il est fonction de la forme de la toiture.

Dans notre cas le hangar a une toiture à deux versants avec une pente  $\alpha = 9.50^\circ$  ;

D'où  $0 \leq \alpha = 9.50^\circ \leq 30^\circ$

On adopte pour le coefficient  $\mu_1 = 0.8$ . (Selon le tableau 2 et la figure 7, RNVA2013).

**Tableau 2.2** coefficients de forme -toiture à deux versants

( $\alpha$ ) angle du versant par rapport à l'horizontale (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \leq 60^\circ$
Coefficient $\mu_1$	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60-\alpha}{30}\right)$	0.0



### 2.2.5 Calcul des charges de la neige sur la toiture :

La charge caractéristique de la neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de la toiture soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

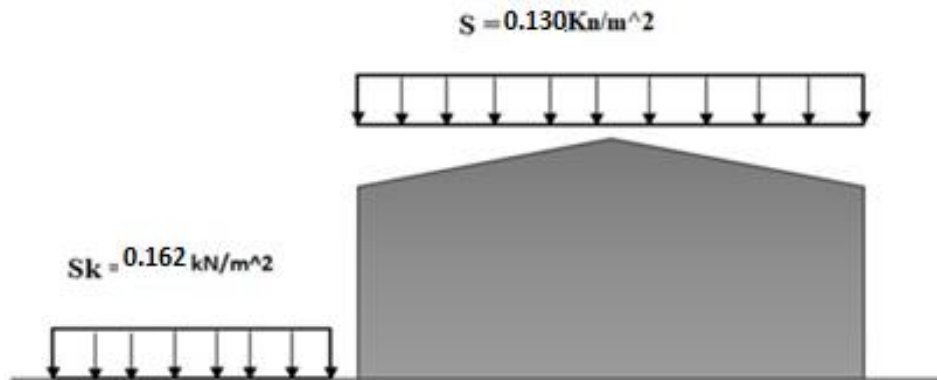
$$S = \mu \cdot S_k \text{ [KN/m}^2\text{]} \quad [2]$$

-  $\mu$  : est un coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture.

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

Application numérique  $S = 0.8 \cdot 0.162$

$$S = 0.130 \text{ K N / m}^2$$



**Figure 2.2** Représentation des charges statique de neige sur la toiture et sur le sol

### 2.3 Effet du vent :

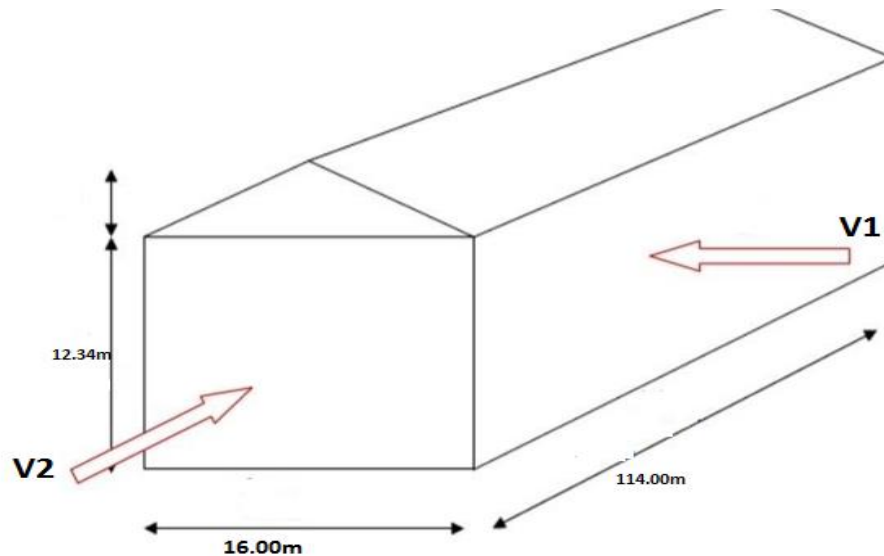
Le déplacement de l'air tend à éliminer ces déséquilibres de pression, par conséquent, il produit un mouvement de masse d'air appelé « VENT » qui est par ailleurs conditionné également par le relief terrestre. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

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.

Les effets du vent sont étudiés conformément à la réglementation « Règlement neige et Vent » *RNV99-version 2013*.



**Figure 2.3:** Action du vent.

L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :  $q_j = w_j = q_p * C_d * [C_{pe} - C_{pi}]$   
[daN/m<sup>2</sup>]

(**z<sub>e</sub>**): pression dynamique de pointe calculée à la hauteur **z<sub>e</sub>** relatif à l'élément de surface **j**

- **C<sub>pnet</sub>** : est le coefficient de pression nette. [2]

- **C<sub>d</sub>** : Coefficient dynamique.

- **C<sub>e</sub>** : Coefficient de pression extérieure. [2]

- **C<sub>i</sub>** : Coefficient de pression intérieure. [2]

a) **Données relatives au site :**

- **Catégorie du terrain : (Annexe A1)**

**Tableau 2.3** : Définition catégorie de terrain. [2]

catégorie du terrain (III)	Kt	Z0(m)	Zmin(m)	$\xi$
zone a couverture végétale régulière ou des bâtiments ou des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur EX:vilage	0,215	0,3	5	0,61

- **Zone du vent : (Annexe A1)**

Le site du projet se trouve à larabatach la willaya de Boumrdes.

**Tableau 2.4** : Valeur de la vitesse de référence du vent. [2]

Zone	$q_{réf}$ (N/ m <sup>2</sup> )
I	375

**b) Coefficient dynamique :**

Le coefficient dynamique  $C_d$  dépend de la hauteur et la largeur de la structure, ainsi quedu matériau de la structure.

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur inférieure à 15m(13.30 m), on prend:  $C_d = 1$

$C_d < 1,2$  donc la construction est peu sensible aux excitations dynamiques

**c) Pression dynamique  $q_p$  :**

$$q_p(z_j) = q_{réf} \times C_e(z_j) \text{ [daN/m}^2\text{]}$$

- $C_e$  : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité( $C_r$ ),etdu Coefficient de topographie ( $C_t$ ).

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$$

- $z_j$ : hauteur de référence:  $z_j = 13.60\text{m}$

**d) Le coefficient d'exposition au vent :** (Annexe A.1)

**Tableau 2.5 :** Les valeurs de la pression dynamique

Coefficient	Ze (m)	Ct	Cr	Iv	Ce	Qréf (N/m <sup>2</sup> )	qp (ze) (N/m <sup>2</sup> )
Toiture	13.30	1	0.815	0.263	1.811	375	679.125
Parois verticales	12.34	1	0.799	0.269	1.865	375	699.375

**e) Coefficient de pression extérieur Cpe :**

Le coefficient de pression extérieur Cpe dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée

- ✓ b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent
- ✓ d : la dimension parallèle à la direction du vent

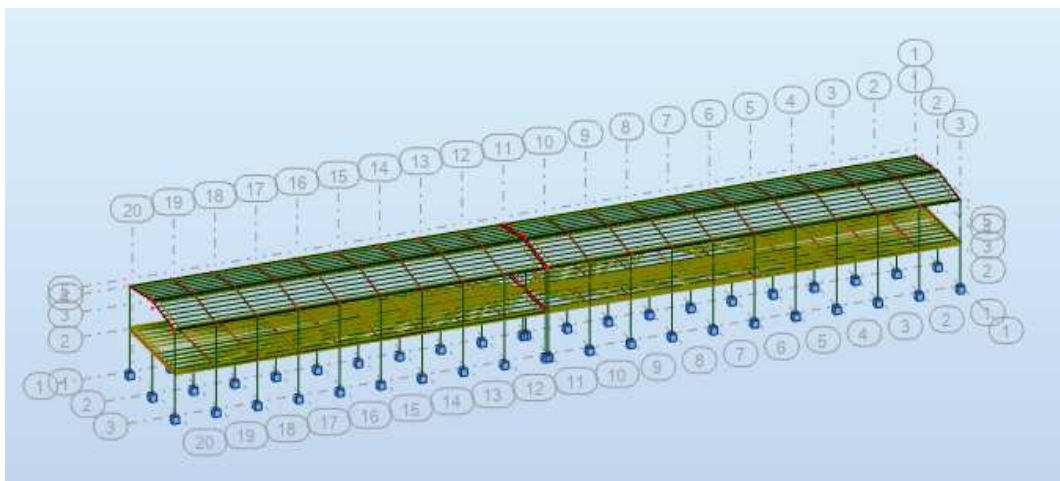
**f) Coefficient de pression extérieur Cpe :**

Les Cpe s'obtiennent à partir des formules suivantes :

- ✓  $C_{pe} = C_{pe,1}$  si  $S \leq 1 \text{ m}^2$
- ✓  $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$  si  $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$
- ✓  $C_{pe} = C_{pe,10}$

si  $S \geq 10 \text{ m}^2$  Où :

S (en m<sup>2</sup>) désigne la surface chargée de la paroi considérée



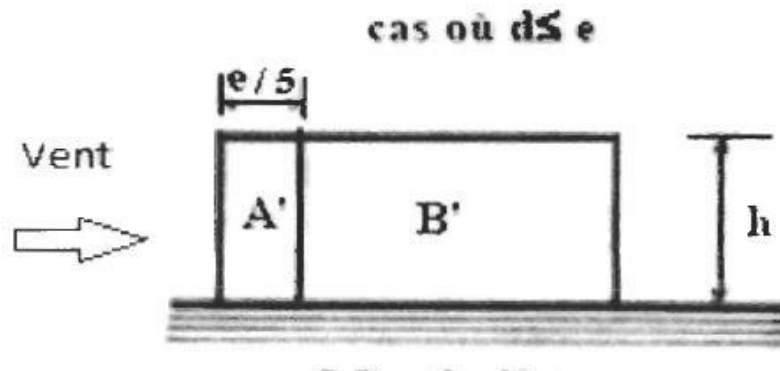
**Figure 2.4:** Modale 3D.

- ✓ Vent perpendiculaire au long-pan (sens V1 et V3 ) :
- ✓ Les valeurs de Cpe :
  - Parois verticales : (Annexe A1)

$d=16\text{m}$  ;  $b=114$  ;  $h=12.34\text{ m}$  donc :

$$e = \text{M}_{\min}(b ; 2h) = \text{M}_{\min}(114 ; 24.68) = 24.68\text{m}$$

On voit bien que  $d < e$ , donc les parois verticales parallèles au vent V1 seront subdivisées en deux zones A, B comme suit :



**Figure 2.5** :Légendes pour les parois verticales V1.

- Les surfaces des zones A', B', D, et E sont données par le tableau suivant :

**Tableau 2.6:** Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V1.

Zone	A'		B'		D		E	
Dimension géométrique (m)	$e/5$	H	$e-e/5$	h	b	h	b	H
	4.936	12.34	11.547	12.34	16	12.34	16	12.34
Surface (m <sup>2</sup> )	60.91		142.48		197.44		197.44	

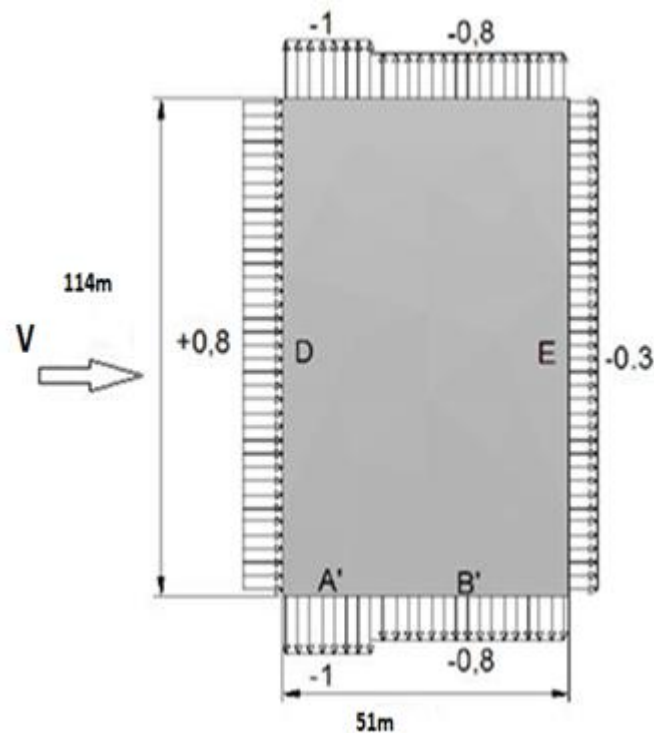
➤ La surface de chaque zone est > 10m<sup>2</sup> donc :

$$C_{pe} = C_{pe, 10} [\text{\$5.1.1.2-RNV/2013}]$$

Le tableau suivant donne les valeurs de C<sub>pe</sub> de chaque zone :

**Tableau 2.7** Les valeurs des cpe sur les parois dans le sens v1 et v3

Zone	A'	B'	D	E
C <sub>pe</sub>	-0.1	-0.8	+0.8	-0.3



**Figure 2.6** : Répartition des C<sub>pe</sub> sur les parois dans le sens V1 et V3

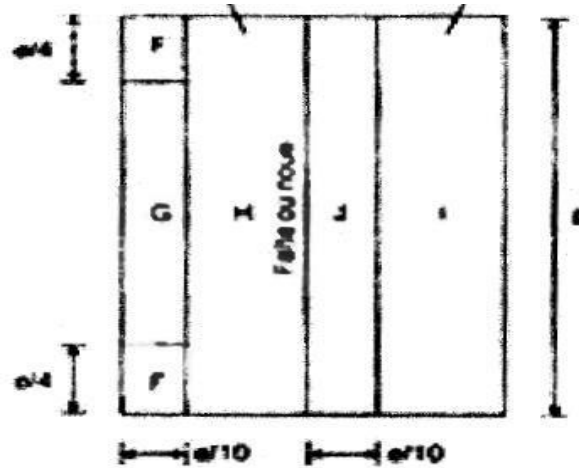
•**Toiture** :  $\theta = 0^\circ$  (Deux versants)

Le vent dont la direction est perpendiculaire aux génératrices, on prendra les valeurs de C<sub>pe</sub> de toiture à deux versants ou la direction de vent

On a :  $\theta = 0^\circ$ ;  $\alpha = 9.50^\circ$  ;  $b = 114\text{m}$  ;  $d = 16$  ;  $H = 13.30\text{m}$

$$E = \text{Mmin}(b ; 2h) = \text{Mmin}(114 ; 2 \times 13.30) = 26.6 \text{ m}$$

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



**Figure 2.7:** Répartition des surfaces sur la toiture (V1 et V3).

Les surfaces des zones F, G, H, J et I sont données par le tableau suivant :

**Tableau 2.8 :** les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture sens V1 et V3

Zone	F		G		H		J		I	
Dimension géométrique(m)	e/10	e/4	e/10	b-2e/4	15.15e/10	b	e/10	b	15.15e/10	b
	2.66	6.65	2.66	100.7	12.49	114	2.66	114	12.49	114
Surface(m <sup>2</sup> )	17.689		267.86		1423.86		303.24		1423.86	

La surface de chaque zone est > 10m<sup>2</sup> donc :

$$C_{pe} = C_{pe, 10} \quad [2]$$

Puisqu' $\alpha = 9.50^\circ$ , donc les valeurs de  $C_{pe}$  sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de  $C_{pe}(5^\circ)$  et  $C_{pe}(15^\circ)$  par la formule suivante :

$$C_{pe}(9.50^\circ) = c_{pe}(5^\circ) + \left[ \left( \frac{9.5-5}{15-5} \right) \times (c_{pe}(15^\circ) - c_{pe}(5^\circ)) \right]$$

Le tableau suivant donne les valeurs de  $C_{pe}$  de chaque zone :

**Tableau 2.9 :** Les valeurs des Cpe sur la toiture dans le sens V1 et V3

Zone	F	G	H	I	J
Cpe(5°)	-1.7	-1.2	-0.6	-0.6	-0.6
Cpe(15°)	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1
Cpe	-1.34	-1.02	-0.465	-0.51	-0.78

**g. Coefficient de pression intérieure Cpi :**

Le Coefficient de pression intérieur Cpi est fonction du pourcentage des ouvertures dans la structure considérée, et en fonction de l'indice de perméabilité qui est définie comme suit:

**Tableau 2.10 :** Type et surface d'ouverture.

	PIGNON 1		PIGNON 2		LONG PAN 1		LONG PAN 2	
	Nombre	Surface	Nombre	Surface	Nombre	Surface	Nombre	surface
Porte	1	5.22	1	5.22	3	15.66	2	10.44
Fenêtre	10	9.6	1	0.94	64	61.44	66	63.36
Portail	0	0	0	0	1	7.68	0	0

$$\mu = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } Cpe \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$



**2.3.1 Calcul des coefficients de pression intérieur : [2]**

On doit tout d'abord situer notre bâtiment vis-à-vis des règles de calcul du coefficient de pression intérieure.

**a. Vérification des conditions de la toiture isolée :**

**Tableau 2.11:** Surfaces des ouvertures.

	Surfaces des ouvertures dans la face (m <sup>2</sup> )	Surface de la face (m <sup>2</sup> )	%
Face 1(pignon 1)	Souv = 1.9*2.74=5.22	13.30*16+(1.35*16/2)= 221.77	2.35%
Face 2(long pan 1)	Souv=3*(1.9*2.74) =15.66	13.30*114=1516.2	1.03%
Face 3(pignon 2)	Souv = 0		0%
Face 4(long pan 2)	Souv = (1.9*2.74)=5.2	13.30*16+(1.35*16/2)= =221.77	2.35%
Face 5 (toiture)	Souv = 2.56*3=7.68	16*13.30+(1.35*13.30/2) )=221	3.44%

Aucune surface des ouvertures ne représente plus de 30% de la surface de la face, Donc les conditions de la toiture isolée ne sont pas vérifiées

**b. Vérification des conditions de la face dominante :**

**Tableau 2.12:** Vérification des conditions de la surface d'ouverture.

	Surfaces des ouvertures dans la face (m <sup>2</sup> )	2x Surface des ouvertures des autres faces (m <sup>2</sup> )	Souv > 2xSou v autre face ?
Face 1 (pignon 1)	Souv=(1.9*2.74)=5.22	(15.66+0+5.22+7.68)=28.56	Non
Face 2 (long pan 1)	Souv=3*(1.9*2.74)=15.66	3*(5.22+0+5.22+7.68)=54.36	Non
Face 3 (pignon 1)	Souv=0	(5.22+15.66+5.22+7.68)=33.78	Non
Face 4 (pignon 2)	Souv=(1.9*2.74)=5.22	(5.22+15.66+0+7.68)=28.56	Non
Face 5 (long pan 2)	Souv=2.56*3=7.68	(5.22+15.66+0+5.22+7.68)=33.78	Non

Condition non vérifiée, donc pas de face dominante pour notre bâtiment. Alors le calcul de coefficient de pression intérieur sera effectué selon l'article 5.2.2.2 (page 96) du DTR C2.47 On détermine tout d'abord l'indice de perméabilité  $\mu_p$  (cf. chapitre 5 ,2.2.2)

Pour la direction V1 et V3 du vent : h = 13.30m, d=16.51m.

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} = \frac{5.22+5.22+10.44}{5.22+5.22+23.44+10.44} = \frac{20.88}{44.22} = 0.47$$

$$\mu(v1) = \frac{20.88}{44.22} = 0.47$$

$$\mu(v2) = \frac{39}{44.22} = 0.88$$

$$\mu(v3) = \frac{33.78}{44.22} = 0.76$$

$$\mu(v4) = \frac{39}{44.22} = 0.88$$

On utilise :

la figure 5.14 (RNV version 2013) pour tirer les valeurs des coefficients  $C_{pi}$  du diagramme.

$$h/d = 13.30/16.51 = 0.806 \quad 0.25 < 0.806 < 1$$

Donc une interpolation linéaire peut être utilisée :

**Tableau 2.13** : les valeurs de  $c_{pi}$  en fonction de  $h/d$

$h/d$	0.25	0.806	1
$C_{pi}(v1)$	0.16	$C_{pi}(0.806)$	0.12
$C_{pi}(v3)$	-0.1	$C_{pi}(0.806)$	-0.19

$$C_{pi}(v1) \implies C_{pi}(0.806) = 0.16 + ((0.806 - 0.25 / 1 - 0.25)) * (0.12 - 0.16) = 0.13$$

$$C_{pi}(v3) \implies C_{pi}(0.806) = -0.1 + ((0.806 - 0.25 / 1 - 0.25)) * (-0.19 + 0.1) = -0.16$$

$$\text{Vent}(V1) : \mu_p = 20.8/44.22 = 0,47 \longrightarrow C_{pi} = 0.13$$

$$\text{Vent}(V3) : \mu_p = 33.78/44.22 = 0,76 \longrightarrow C_{pi} = -0.16$$

**Calcul des différentes pressions sur la structure :**

La pression  $q_j$  agissant sur un élément de surface de la structure en fonction de la hauteur est donnée comme suit :

$$W(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2] \quad [2]$$

$$\text{On a: } q_j = C_d \times W(Z_j)$$

$$\text{Donc : } q_j = C_d \times q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

$$C_{pi}(V1) = 0.13$$

$$C_{pi}(V3) = -0.16$$

- **Parois verticales :**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur les parois verticales pour la direction de vent V1 dans le cas de la dépression intérieure.

**Tableau 2.14** Valeurs des pressions sur les parois dans le sens v1 avec  $C_{pi}=0.13$

Zone	$Q_p(Z_e)$ (N/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W_j$ (N/m <sup>2</sup> )
A'	679.125	-1	0.13	-767.41
B'	679.125	-0.8	0.13	-631.58
D	679.125	+0.8	0.13	455.01
E	679.125	-0.3	0.13	-292.02

- **Toiture :**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur la toiture pour la direction de vent V1 dans le cas de la dépression intérieure

**Tableau 2.15** Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec  $c_{pi} = 0.13$

Zone	$Q_p (Z_e)$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$W_j$ (N/m <sup>2</sup> )
F	699.375	-1.34	0.13	-1028.08
G	699.375	-1.02	0.13	-804.28
H	699.375	-0.465	0.13	-416.12
J	699.375	-0.51	0.13	-447.6
I	699.375	-0.78	0.13	-636.43

- **Parois verticales :**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur les parois verticales pour la direction de vent V3 dans le cas de la dépression intérieure.

**Tableau 2.16** Valeurs des pressions sur les parois dans le sens v3 avec  $C_{pi} = -0.16$ .

zone	$Q_p(z_e)$	$c_{pe}$	$c_{pi}$	$W_j(N/m)$
A'	679.125	-1	-0.16	-570.46
B'	679.125	-0.8	-0.16	-434.64
D	679.125	0.8	-0.16	651.96
E	679.125	-0.3	-0.16	-95.07

- **Toiture :**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur la toiture pour la direction de vent V1 dans le cas de la dépression intérieure.

**Tableau 2.17** Valeurs des pressions sur les parois dans le sens v3 avec  $C_{pi} = -0.16$ .

zone	$Q_p(z_e)$	$c_{pe}$	$c_{pi}$	$W_j(N/m^2)$
F	699.375	-1.34	-0.16	-825.26
G	699.375	-1.02	-0.16	-601.46
H	699.375	-0.465	-0.16	-213.30
I	699.375	-0.51	-0.16	-244.78
J	699.375	-0.78	-0.16	-433.61

- **Vent perpendiculaire au pignon (sens V2 et v4) :**

Les valeurs de  $C_{pe}$  :

- **Parois verticales :**

$b=16m ; d=114m ; h=12.34 m$  donc :

$e=Mmin(b ; 2h) =Mmin (16 ; 24.68) =16m$

On voit bien que  $d > e$ , donc les parois verticales parallèles au vent V2 seront subdivisées en trois zones A, B et C comme indique la figure 2.7.

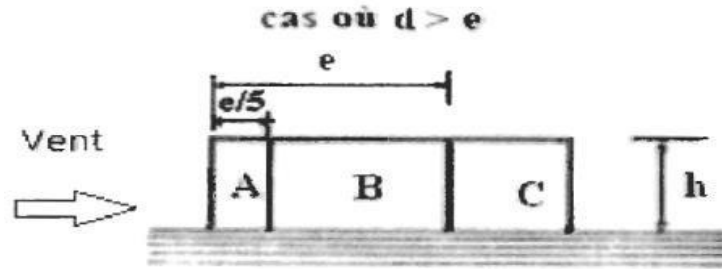


Figure 2.8: Légende pour les parois verticale.

Les surfaces des zones A, B, C, D, et E sont données par le tableau suivant :

Tableau 2.18 Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens V2 et V4

zone	A		B		C		D		E	
Dimensions Géométriques (m)	e/5	H	e-e/5	H	d-e	H	b	H	b	H
	3.2	12.34	12.8	12.34	98	12.34	16	12.34	16	12.34
Surface(m <sup>2</sup> )	39.48		157.95		1209.32		197.44		197.44	

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

$Cpe = Cpe, 10$  [§5.1.1.2-RNV/2013]

Le tableau suivant donne les valeurs de Cpe de chaque zone :

Tableau 2.19 Les valeurs des cpe sur les parois dans le sens V2

Zone	A	B	C	D	E
Cpe	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

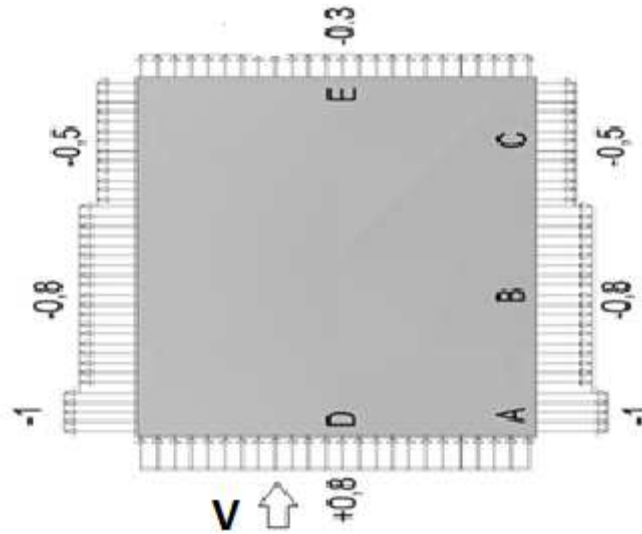


Figure 2.9 : Répartition des Cpe sur les parois dans le sens V2 et V4

• Toiture :

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

On a :  $\alpha = 9.50^\circ$  ;  $b = 16\text{m}$  ;  $d = 114\text{m}$  ;  $H = 13.30\text{m}$

$$e = M_{\min}(b ; 2h) = M_{\min}(16 ; 2 \times 13.30) = 16\text{m}$$

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

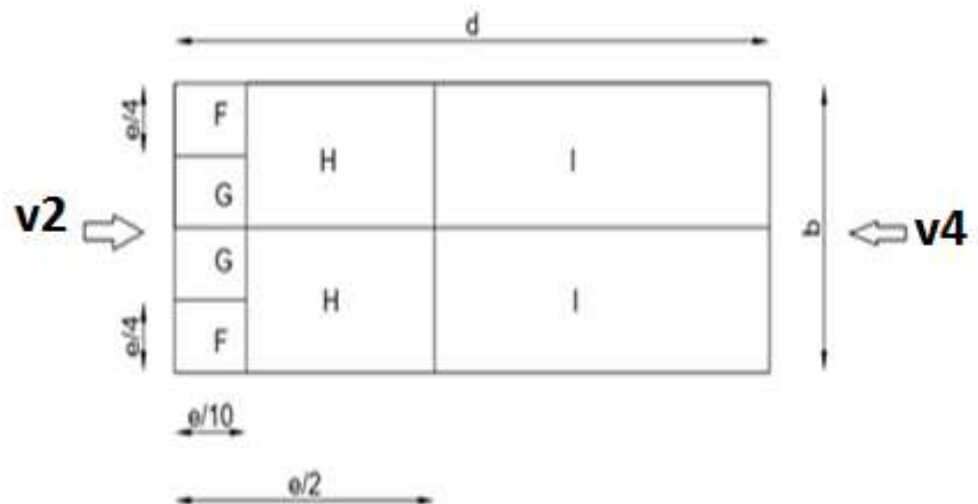


Figure 2.10: Légende pour la toiture (direction V2 et V4  $\theta = 90^\circ$ ).

**Tableau 2.20 :** Les valeurs des surfaces des zones de vent de la toiture dans le sens v2 et v4

ZONE	F		G		H		I	
hg	e/10	e/4	e/10	b/2-	e/2-	b/2	d-e/2	b/2
Dimension Géométrique (m)				e/4	e/10			
	1.6	4	1.6	5	6.4	8	106	8
Surfaces (m <sup>2</sup> )	6.4		8		51.2		848	

Pour les zones on a la surface de chacune est > 10m<sup>2</sup> donc :

$$C_{pe} = C_{pe, 10} [2]$$

Puisque  $\alpha = 9.50^\circ$ , donc les valeurs de  $C_{pe}$  sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de  $C_{pe} (5^\circ)$  et  $C_{pe} (15^\circ)$  par la formule suivante :

$$C_{pe}(9.50^\circ) = c_{pe}(5^\circ) + \left[ \left( \frac{9.5-5}{15-5} \right) \times (c_{pe}(15^\circ) - c_{pe}(5^\circ)) \right]$$

Le tableau suivant donne les valeurs de  $C_{pe}$  de chaque zone :

**Tableau 2.21 :** Les valeurs des  $C_{pe}$  sur la toiture dans le sens V2 et V4

zone	F	G	H	I
$C_{pe}(5^\circ)$	-1.6	-1.3	-0.6	-0.6
$C_{pe}(15^\circ)$	-1.3	-1.3	-0.7	-0.6
$C_{pe}(9.50^\circ)$	-1.465	-1.3	-0.645	-0.6

**2. Les valeurs de  $C_{pi}$  :**

Pour la direction V2 et V4 du vent :  $h = 13.30m$ ,  $d = 114m$ .

Vent(V2) :  $\mu_p = 39/44.22 = 0,88 \longrightarrow C_{pi} = -0.3$

Vent(V4) :  $\mu_p = 39/44.22 = 0,88 \longrightarrow C_{pi} = -0.3$

On a :

$$h/d = 13.30/114.61 = 0.116 < 0.25$$



la figure 5.14 (RNV version 2013) pour tirer les valeurs des coefficients  $C_{pi}$  du diagramme.

$$C_{pi}(0.116) = -0.3$$

**Calcul des différentes pressions sur la structure :**

La pression  $q_j$  agissant sur un élément de surface de la structure en fonction de la hauteur est donnée comme suit :

$$W(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2] \quad [2]$$

$$\text{On a : } q_j = C_d \times W(Z_j)$$

$$\text{Donc : } q_j = C_d \times q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

$$C_{pi} = -0.3$$

**• Parois verticales :**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur les parois verticales pour la direction de vent V2 ET V4 dans le cas de la dépression intérieure.

**Tableau 2.22 :** Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V2 et V4 avec  $C_{pi} = -0.3$

zone	$Q_p(z_e)$	$c_{pe}$	$c_{pi}$	$W_j(N/m^2)$
A	679.125	-1	-0.3	-475.39
B	679.125	-0.8	-0.3	-339.56
C	679.125	-0.5	-0.3	-135.83
D	679.125	0.8	-0.3	747.04
E	679.125	-0.3	-0.3	0.00

**• Toiture :**

Le tableau suivant donne les valeurs de la pression sur la toiture pour la direction de vent V2 ET V4 dans le cas de la dépression intérieure.

**Tableau 2.23** Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V2 et V4 avec  $C_{pi} = -0.3$

ZONE	$Q_p(z_e)$	$c_{pe}$	$C_{pi}$	$W_j (N/m^2)$
F	699.375	-1.465	-0.3	-814.77
G	699.375	-1.3	-0.3	-699.37
H	699.375	-0.645	-0.3	-241.28
I	699.375	-0.6	-0.3	-209.81

**2.4 Calcul de la force de frottement :**

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit  $d/b \geq 3$  et  $d/h \geq 3$

- ✓  $b$ : la dimension de la construction perpendiculaire au vent.
- ✓  $h$ : la hauteur de la construction.
- ✓  $d$ : la dimension de la construction parallèle au vent.

La force de frottement  $F$  :

$$F_{fr} = \sum [q_{dyn}(z_j) * C_{fr} * S_{fr,j}] \text{ [N]} \text{ (formule 2.8).}$$

➤ **Direction du vent (Vent  $\perp$  pignon) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{d} = \frac{114}{13.30} = 8.57 > 3 \\ \frac{d}{b} = \frac{114}{16} = 7.12 > 3 \end{array} \right. \implies \text{Vérifiée}$$

**a) Paroi verticale :**

- ✓  $S_{fr} = (114 \times 13.30) \times 2 = 3032.4 m^2$ .
- ✓  $F_{fr} = \sum (q_p(z) \times C_{fr} \times A_{fr})$

$$F_{fr} = 67.912 \times 0,04 \times 3032.4 = 8237.45 \text{ daN.}$$

**b) Versant de toiture :**

$$S_{fr} = (b/\cos\alpha) * d = (16/\cos 9.50) * 2 * 114 = 3698.72$$

$$F_{fr} = 69.637 \times 0,04 \times 3698.72 = 10302.72 \text{ daN.}$$

**Direction du vent (Vent  $\perp$  long pan) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{d} = \frac{16}{13.30} = 1.20 < 3 \\ \frac{d}{b} = \frac{16}{114} = 0.14 < 3 \end{array} \right. \Longrightarrow \text{Non vérifiée}$$

**a) Paroi verticale :**

$$S_{fr} = (16 \times 13.30) \times 2 = 425.6 \text{ m}^2.$$

$$F_{fr} = 67.91 \times 0,04 \times 425.6 = 1156.1 \text{ daN.}$$

**b) Versant de toiture :**

$$S_{fr} = 16 \times 0.60 \times 2 = 19.2 \text{ m}^2.$$

$$F_{fr} = 69.63 \times 0,04 \times 19.2 = 53.47 \text{ daN.}$$

**La force de frottement totale :**

$$F_{fr} = \Sigma F_{fr} (\text{toiture}) + F_{fr} (\text{p. Verticale})$$

$$F_{fr} = (10302.72 + 53.47) + (8237.45 + 1156.1)$$

$$= 19749.74 \text{ daN} \quad F_{fr} = 197.49 \text{ kN}$$

**Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques).

Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnement des éléments de la structure (panne, poteau, ...).

**CHAPITRE 3 :**  
**Dimensionnement des éléments**  
**secondaires**

**3.1 Introduction**

Les éléments secondaires représentent l'ossature nécessaire au support de la couverture et du Bardage.

➤ Ainsi le calcul de la procédure est comme suit :

- 1- Evaluation les charges appliquées sur les éléments considérés, puis rechercher la combinaison ayant l'effet le plus défavorable.
- 2- Pré dimensionnement des éléments suivant la condition de limitation de la flèche.
- 3- Vérification de la résistance, de la stabilité et de la rigidité en se basant sur les formules de La résistance des matériaux (RDM) et les différentes règles.

Les éléments secondaires composants notre structure sont les suivants :

- les pannes.
- les lisses de bardage.
- les potelets.

**3.2 Calcul Des Pannes :[3]****3.2.1 Définition :**

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur cette dernière à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitations et climatiques.

Elles sont réalisées soit en profilés formés à chaud en (**I**), ou bien en (**U**), soit en profilés formés à froid en (**Z**), (**U**), (**Σ**) ou en treillis pour les portées supérieures à 6m.

Dans notre structure nous utiliserons des IPE

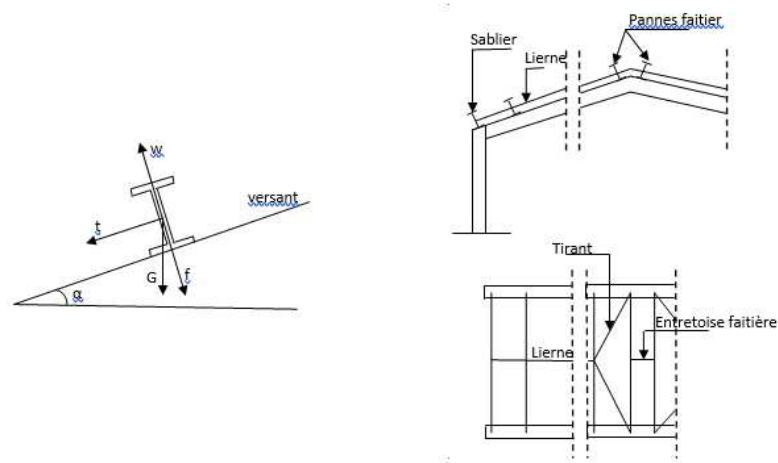


Figure 3.1 :Disposition de la panne

### 3.2.2 Détermination nombre & l'espacement entre les pannes :

Compte tenu de la pente des versants, les pannes sont posées inclinées d'un angle «  $\alpha$  » et de ce fait elles travaillent en flexion déviée.

$$l = \frac{8}{\cos 9,50} = 8.11 \text{ m}$$

Espacement des pannes :  $e \leq 1.5 \text{ m}$

$$e = \frac{l-0.4}{n} \leq 1.5 \text{ Avec } n : \text{ Nombre de pannes}$$

$$1.5n \leq l - 0.4$$

$$n \geq \frac{l - 0.4}{1.5} = \frac{8,11 - 0,4}{1,5} = 5,14$$

On prend  $n=5$  donc

$$e = \frac{8,14-0,4}{5} = 1.55\text{m}$$

On opte pour 05 pannes espacées de 1.55m

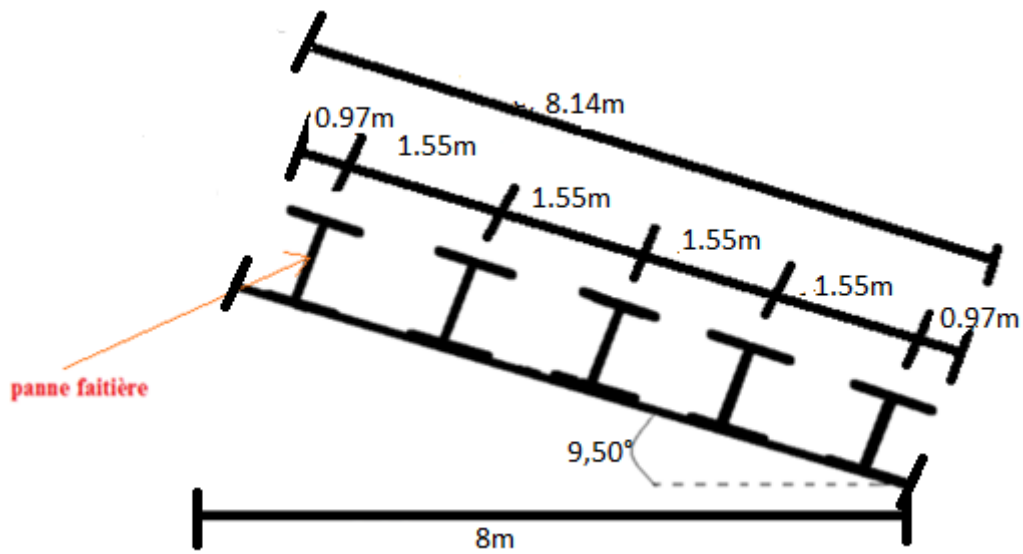


Figure 3.2 : Espacement entre les pannes de toiture

3.2.3 Détermination des sollicitations :

❖ Evaluation des charges et surcharges :

a) Les charges permanentes (G) :

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) TL 75.....0.104KN/ml.

- Poids propre Accessoire.....0.06 KN/m<sup>2</sup>.

- Poids propre de la panne estimé.....0.12KN/m<sup>2</sup>.

$$G = (P_{\text{Couverture}} + \text{Accessoire}) * e + P_{\text{panne}}$$

e : espacement entre les pannes (e= 1.55m)

$$G = (0.104 + 0.06) \times 1.55 + 0.12 = 0.374 \text{KN/ml} = 37 \text{daN/ml}$$

$$G = 0.37 \text{KN/mL}$$

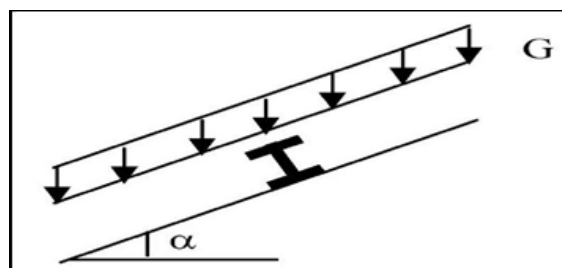


Figure 3.3 : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.



**b) charge d'entretiens :**

On prend :  $Q=60 \text{ daN/m}^2$  car  $\alpha < 30$  d'après l'eurocode 01

$$Q=60 \times 1.55=93 \text{ daN/ml}$$

**c) action de la neige (S) :**

D'après les calculs du chapitre 02 :  $S=13 \text{ daN/m}^2$

$$S=13 \times 1.55=20.15 \text{ daN/ml}$$

**d) action du vent (W) :**

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade principale et latérale nord dont chargée en zone F,

$$w= -1028,08 \text{ daN/m}^2$$

$$W=-1028,08 \times 1.55=-1593.52 \text{ daN/ml}$$

**❖ Combinaisons des charges :**

Les charges d'entretien ne sont pas cumulable avec les actions climatiques donc les

Combinaisons d'actions seront les suivant :

➤ **ELU**

**Suivant l'axe z-z :**

$$G \cos 9,50 + 1,5W = -2353.87 \text{ daN/ml}$$

$$1,35G \cos 9,50 + 1,5Q \cos 9,50 = 186.85 \text{ daN/ml}$$

$$1,35G \cos 9,50 + 1,5S \cos 9,50 = 79.07 \text{ daN/ml}$$

$$q_{sdz_u}^{\max} = 186.85 \text{ daN/ml}$$

**Suivant l'axe Y-Y :**

$$G \sin 9,50 = 6.11 \text{ dan/ml}$$

$$1,35G \sin 9,50 + 1,5Q \sin 9,50 = 31.26 \text{ dan/ml}$$

$$1,35G \sin 9,50 = 8.24 \text{ dan/ml}$$

$$q_{sdy_u}^{\max} = 31.26 \text{ dan/ml}$$

Les combinaisons d'actions

➤ **ELS :**

**Suivant l'axe z-z :**

$$\left. \begin{aligned} G\cos 9,50+W &= -1557.02 \text{ daN/ml} \\ G\cos 9,50+Q\cos 9,50 &= 128.21 \text{ daN/ml} \\ G\cos 9,50+1,5S\cos 9,50 &= 66.30 \text{ daN/ml} \end{aligned} \right\} \text{qsdz}_s^{\max} = 128.21 \text{ daN/ml}$$

**Suivant l'axe y-y :**

$$\left. \begin{aligned} G\sin 9,50 &= 6.11 \text{ daN/ml} \\ G\sin 9,50+Q\sin 9,50 &= 21.45 \text{ daN/ml} \\ G\sin 9,50+S\sin 9,50 &= 9.43 \text{ daN/ml} \end{aligned} \right\} \text{qsd}_y^{\max} = 21.45 \text{ daN/ml}$$

**3.2.4 Les vérifications :**

- **vérifications de la panne a la résistance :**

On prend un IPE160

Pour vérifier un élément qui travail à la flexion déviée il faut que :

$$\left( \frac{M_{sdy}}{M_{plyrd}} \right)^{\alpha} + \left( \frac{M_{sdz}}{M_{plzrd}} \right)^{\beta} \leq 1$$

Pour un profilé laminé en I :

Avec :

$$M_{sdy} = \frac{q_{sdz} \cdot L^2}{8} = 8.40 \text{ kN.m}$$

$$M_{sdz} = \frac{q_{sdy} \cdot L^2}{8} = 1.40 \text{ kN.m}$$

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma m_0} = \frac{123,9 \cdot 10^3 \cdot 10^{-9} \cdot 275 \cdot 10^3}{1,1} = 30.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{plzrd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma m_0} = \frac{26,1 \cdot 10^3 \cdot 10^{-9} \cdot 275 \cdot 10^3}{1,1} = 6.53 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{8.40}{30.98}\right)^2 + \left(\frac{1.40}{6.53}\right)^1 = 0.12 \leq 1$$

Donc la résistance est vérifiée

- **Vérifications de la panne au cisaillement :**

$$V_{sdy} = \frac{q_{sdy} \cdot L}{2} \leq V_{plrdy} = A_{vy}(f_y \gamma_m)$$

$$V_{sdz} = \frac{q_{sdz} \cdot L}{2} \leq V_{plrdz} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_m}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{vy} = 12,136 \text{ cm}^2 \\ A_{vz} = 9,66 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

A.N :

$$V_{sdy} = \frac{0.31.6}{2} = 0.93 \text{ KN} \leq V_{plrdy} = \frac{966.10^{-6} \left(\frac{275.10^3}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 139,43 \text{ KN}$$

$$V_{sdz} = \frac{1.86.6}{2} = 5.85 \text{ KN} \leq V_{plrdz} = \frac{1213,6.10^{-6} \left(\frac{275.10^3}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 175,16 \text{ KN}$$

Donc : le cisaillement est vérifié

- **Vérifications de la flèche :**

$$f_{\max} \leq \bar{f} = \frac{L}{200}$$

On a une charge uniformément répartie donc :

$$f_y^{\max} = \frac{5 \cdot q_{sdz} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 1.28 \cdot (6.10^3)^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 869,3 \cdot 10^4} = 11.83 \text{ mm} < \bar{f} = 30 \text{ mm C.V}$$

$$f_z^{\max} = \frac{5 \cdot q_{sdy} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_z} = \frac{5 \cdot 0.214 \cdot (3.10^3)^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 68,31 \cdot 10^4} = 1.57 \text{ mm} < \bar{f} = 30 \text{ mm C.V}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$$

Donc la flèche est vérifiée

- **Vérifications des éléments au déversement :**

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

- **Semelle supérieure :**

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

- **Semelle inférieure :**

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

On doit vérifier que : 
$$\frac{M_{sdy}}{\lambda_{LT} \times M_{ply} \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{m1}}\right)} + \frac{M_{sdz}}{M_{plz} \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{m1}}\right)} \leq 1$$

Avec :

- $M_{sdy} = 8.40 \text{KN.m}$
- $M_{sdz} = 1.40 \text{KN.m}$
- $M_{ply} = 30.98 \text{KN.m}$
- $M_{plz} = 6.53 \text{KN.m}$

$$\lambda_{LT} = \frac{KL/iz}{\sqrt{C1} \times \left[ \left[ \left[ \frac{K}{Kw} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[ \frac{KL/iz}{h/tf} \right]^2 \right] \right]^{0,25}}$$

$$c_1 = 1,132$$

$$K=Kw=1$$

$$Iz=18,4 \text{mm}$$

$$tf=7,4 \text{mm}$$

$$h=160 \text{mm}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{1.3000/18,4}{\sqrt{1,132} \times \left[ \left[ \left[ \frac{1}{1} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[ \frac{1.3000/18,4}{\frac{160}{7,4}} \right]^2 \right] \right]^{0,25}} = 109,44$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{109,44}{86,39} = 1,27 \quad \lambda_1 = 93,91\varepsilon \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \left[ 1 + 0,21(1,27 - 0,2) + 1,27^2 \right] = 1,42$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[ \varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}} = \frac{1}{1,42 + \left[ 1,42^2 - 1,27^2 \right]^{0,5}} = 0,548$$

$$\frac{8.40}{0,548 \times 30.98 \times \left( \frac{275}{1,1} \right)} + \frac{1.40}{6.53 \times \left( \frac{275}{1,1} \right)} = 2.84 \times 10^{-3} \leq 1$$

Donc le déversement est vérifié

Le profile IPE160 convient pour les pannes

### 3.3 Calcul des liernes :[3]

#### 3.3.1 Introduction :

-Les liernes sont des tirants, qui fonctionnent en traction et qui sont soumis à des efforts croissant.

-Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas s'attachés aux pannes faitières, ils sont donc transmis au portique par des tirants en diagonale.

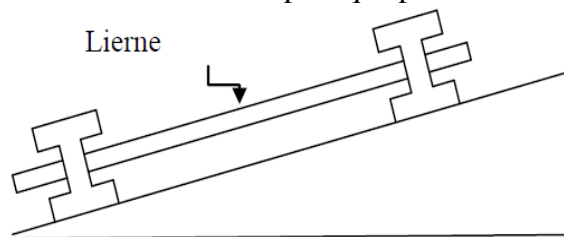


Figure 3.4 : présentation d'un lierne

On a 5 pannes de 1.55d'espacement

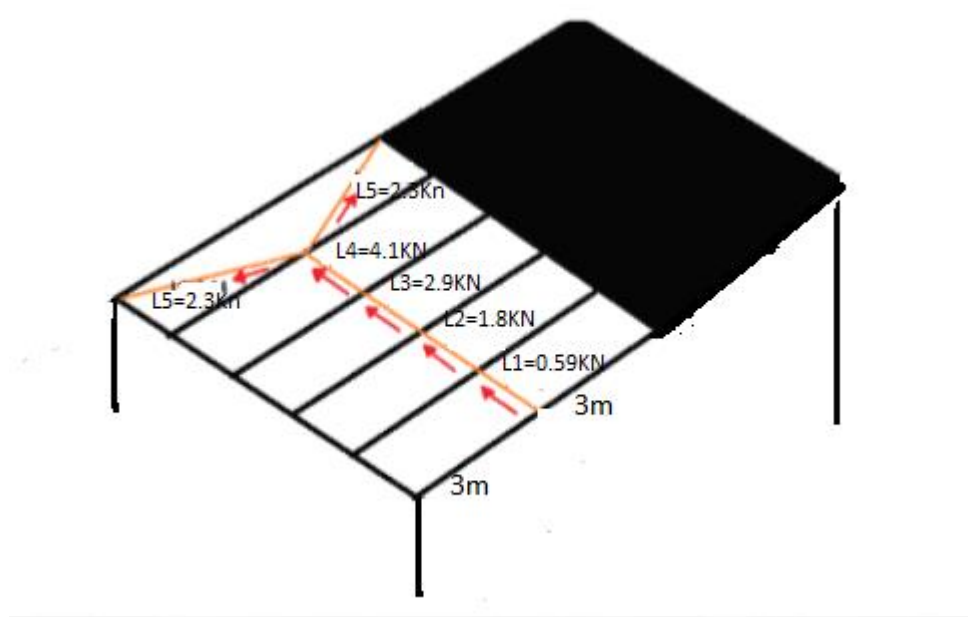


Figure 3.5 : présentation des liernes dans la couverture

3.3.2 Sollicitation revenant au Tirant :

On a  $Q_{sdy} = 0.3126kN/ml$

$$R_2 = \frac{1,25Q_{sdy} \cdot L}{2} = \frac{1,25 \cdot 0,3126 \cdot 6}{2} = 1.17KN$$

$$R_1 = R_3 = \frac{0,375 \cdot Q_{sdy} \cdot L}{2} = \frac{0,375 \cdot 0,3126 \cdot 6}{2} = 0.37KN$$

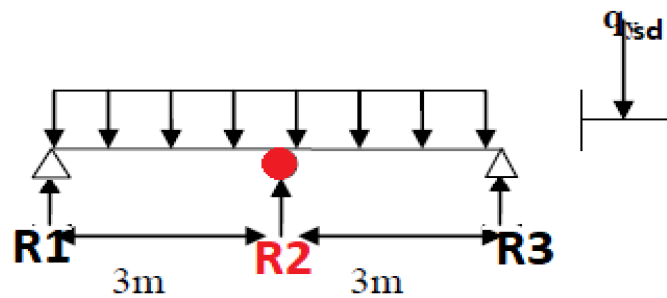


Figure 3.6 : schéma statique

L'effort de traction dans le tronçon de lierne  $L_1$  provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R_2}{2} = \frac{1.17}{2} = 0.585KN$$

L'effort de traction dans le tronçon des liernes  $L_2, L_3, L_4$  et  $L_5$ .

$$T_2 = R + T_1 = 1.17 + 0.585 = 1.755KN$$

$$T_3 = R + T_2 = 2.925KN$$

$$T_4 = R + T_3 = 4.095KN$$

L'effort dans les diagonales  $L_7$  :

$$T_5 = \frac{T_4}{2 \times \sin\theta} = \frac{4.095}{2 \times \cos 27.32} = 2.30KN$$

$$\theta = \arctg \frac{2e}{L} = \arctg \frac{3.1}{6} = 27.32$$

- **Dimensionnement :**

On prend :  $N_{sd} = R_2(L_5) = 4.095KN$

Pour les éléments sollicités en traction axiale, la valeur de calcul  $N_{sd}$  de l'effort de traction dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} \text{ avec: } A = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4}$$

$$\phi \geq \sqrt{\frac{4 \cdot N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{\pi \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 4.095 \cdot 1.1}{\pi \cdot 275}} = 4.67mm$$

Donc on prend **R 5\***

### 3.4 Calcul des lisses de bardage :[3]

#### 3.4.1 Introduction :

Les lisses sont constituées des poutrelles (IPE ; UAP) ou des profils minces formés à froid, disposées horizontalement, qui transmettent les efforts due au vent directement aux potelets, et supporte le poids du bardage.

L'entraxe des lisses est déterminé par la portée admissible de l'abaque de bardage, pour notre cas on travaille avec des panneaux sandwich **LL35**

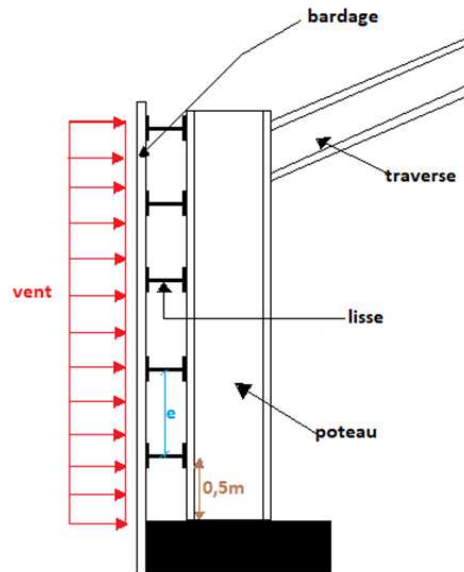


Figure 3.7 : coupe transversale de la lisse de bardage

**3.4.2 Détermination de nombre des lisses :**

On a :  $h = 0,5 + (n - 1)e$

h : la longueur du poteau (12m)

e : espacement entre les lisses (on suppose que e=1.5m)

n : nombre de lisses

$$n = 1 + \frac{h - 0,5}{e} = 1 + \frac{12 - 0,5}{1.5} = 7.66 \text{ on prend } n = 8 \text{ lisse}$$

Alors:  $e = \frac{h-0,5}{n-1} = \frac{12-0,5}{8-1} = 1.643m$

❖ **Évaluation des charges et surcharges :**

➤ **Charge permanente :**

Bardage LL35.....0.15kN/m

Accessoires de poses .....0.05kN/m<sup>2</sup>

Poids propre de la lisse (UPN120).....0.134 KN/ml

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

$$= [(0.15 + 0.05) \times 1.643] + 0.134$$

G = 0.463KN/ml



➤ **Surcharge climatique (vent) :**

Dans notre cas On calcul les pannes avec la valeur max obtenue lors de l'étude au vent Pour dimensionner, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable entre la pression de vent exercée sur le long-pan et celle sur le pignon.

L'action du vent maximale est :

$$V_{max} = 0,747kN/m^2$$

$$V = 0.747 \times 1.643 = 1.227kN/ml$$

**Combinaison des charges :**

**ELU:**  $1.35G + 1.5V = (1.35 \cdot 0.463) + (1.5 \cdot 1.227) = 2.466kN/ml$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_z = 1.5V = 1.5 \cdot 1.227 = 1.8405kN/ml \\ Q_y = 1.35G = 1.35 \cdot 0.463 = 0.625kN/ml \end{array} \right.$$

**ELS:**  $G + V = 0.463 + 1.227 = 1.69kN/ml$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_z = V = 1.227kN/ml \\ Q_y = G = 0.463kN/ml \end{array} \right.$$

• **Vérifications de la lisse a la résistance :**

On prend un UPN120

Pour vérifier un élément qui travaille à la flexion déviée il faut que :

$$\left( \frac{M_{sdy}}{M_{plyrd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{sdz}}{M_{plzrd}} \right)^\beta \leq 1$$

Avec :

$$M_{sdy} = \frac{q_{sdz} \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{1.8405 \cdot \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 2.07kN.m$$

$$M_{sdz} = \frac{q_{sdy} \cdot L^2}{8} = \frac{0.625 \cdot \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 0.70kN.m$$

$$M_{pLyrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma m_0} = \frac{72,6 \cdot 10^3 \cdot 10^{-9} \cdot 275 \cdot 10^3}{1,1} = 18.15KN.m$$

$$M_{plzrd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma m_0} = \frac{21,2 \cdot 10^3 \cdot 10^{-9} \cdot 275 \cdot 10^3}{1,1} = 5,3 \text{KK.m}$$

$$\left(\frac{2,07}{18,15}\right)^1 + \left(\frac{0,70}{5,3}\right)^1 = 0,246 \leq 1$$

Donc la résistance est vérifiée

• **Vérifications de la lisse au cisaillement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{sdy} = \frac{q_{sdy} L}{4} \leq V_{plrdy} = \frac{A_{vy} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma m_0} \\ V_{sdz} = \frac{q_{sdz} \cdot L}{4} \leq V_{plrdz} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma m_0} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{vy} = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 935 \text{mm}^2 \\ A_{vz} = 2b \cdot t_f + (t_w + r) t_w = 1102 \text{mm}^2 \end{array} \right.$$

A.N:

$$V_{sdy} = \frac{1,8405,6}{4} = 2,76 \text{KN} \leq V_{plrdy} = \frac{935 \cdot 10^{-6} \left( \frac{275 \cdot 10^3}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 134,95 \text{KN}$$

$$V_{sdz} = \frac{0,625,6}{4} = 0,94 \text{KN} \leq V_{plrdz} = \frac{1102 \cdot 10^{-6} \left( \frac{275 \cdot 10^3}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 159,06 \text{KN}$$

Donc le cisaillement est vérifié

• **Vérifications de la flèche :**

$$f_{max} \leq \bar{f} = \frac{L}{200}$$

On a une charge uniformément répartie donc :

$$f_y^{max} = \frac{5 \cdot q_{sdz} \cdot (L)^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \dots \dots \dots \text{poutresurdeuxappuis}$$

$$f_y^{max} = \frac{5.1.227.(6.10^3)^4}{384.2,1.10^5.605.10^4} = 16,29mm < \bar{f} = 30mm \text{ C.V}$$

$$f_z^{max} = \frac{2,05. q_{sdy} \cdot (\frac{L}{2})^4}{384. E. I_z} \dots \dots \dots \text{poutresur trois appuis}$$

$$f_z^{max} = \frac{2,05.0.463(\frac{6.10^3}{2})^4}{384.2,1.10^5.62,7.10^4} = 1,52mm < \bar{f} = 30mm \text{ C.V}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{6000}{200} = 30mm$$

Donc la flèche est vérifiée

• **Vérifications des éléments au déversement :**

On doit vérifier que :  $\frac{M_{sdy}}{x_{LT} \times M_{ply} \times (\frac{f_y}{\gamma_{m1}})} + \frac{M_{sdz}}{M_{plz} \times (\frac{f_y}{\gamma_{m1}})} \leq 1$

Avec :

- $M_{sdy} = 2.07KN.m$
- $M_{sdz} = 0.70KN.m$
- $M_{ply} = 18.15KN.m$
- $M_{plz} = 5.3KN.m$
- $\lambda_{LT} = \frac{KL/iz}{\sqrt{c_1} \times \left[ \left[ \left[ \frac{K}{K_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[ \frac{KL/iz}{h/ef} \right]^2 \right] \right]^{0,25}}$

$c_1 = 1.132$

$K=K_w=1$

$I_z=15.5mm$

$tf=9mm$

$h=120mm$

$$\lambda_{LT} = \frac{1.3000/15.5}{\sqrt{1,132} \times \left[ \left[ \left[ \frac{1}{1} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[ \frac{1.3000/15.5}{120/10} \right]^2 \right] \right]^{0,25}} = 97.35$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{97.35}{93.1} = 1.04\lambda_1 = 93,91\varepsilon \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5[1 + 0,21(1,04 - 0,2) + 1,04^2] = 1.129$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[ \varphi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}} = \frac{1}{1,19 + [1,129^2 - 1,04^2]^{0,5}} = 0.637$$

$$\frac{2.07}{0,637 \times 18,15 \times \left(\frac{275}{1,1}\right)} + \frac{0.70}{5,3 \times \left(\frac{275}{1,1}\right)} = 1.24 \times 10^{-3} \leq 1$$

Donc le déversement est vérifié

Le profile UPN120 convient pour les lisses de bardage

### 3.4 Calcul de potelets :[3]

#### 3.4.1 Introduction :

Les potelets sont des éléments en profilés laminés et destinés à rigidifier le bardage, ayant pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux (due au vent). Les potelets sont disposés verticalement sur le pignon avec des différentes hauteurs, le potelet intermédiaire est posé reposant sur les deux potelets de rive, ces derniers sont soumis à la flexion composée dans les efforts sont exprimées c'est après :

-Effort normal produit par le poids propre de potelet, lisse de bardage et le bardage.

-Effort de flexion produit par l'action de vent sur le pignon.

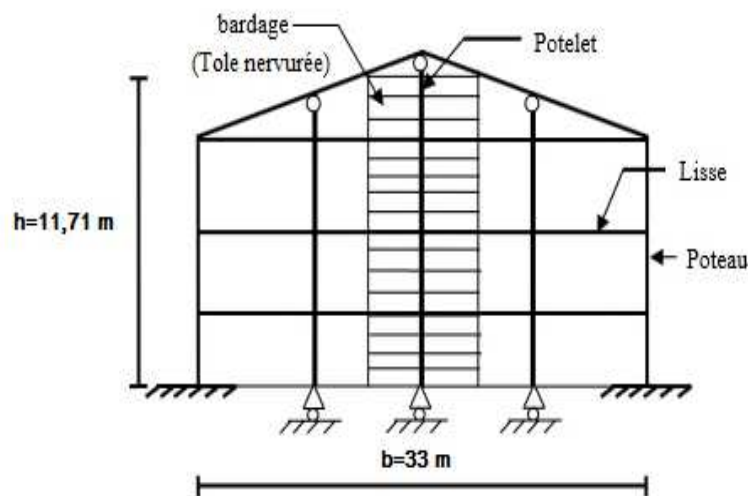


Figure 3.8 : schéma présentatif pour potelet

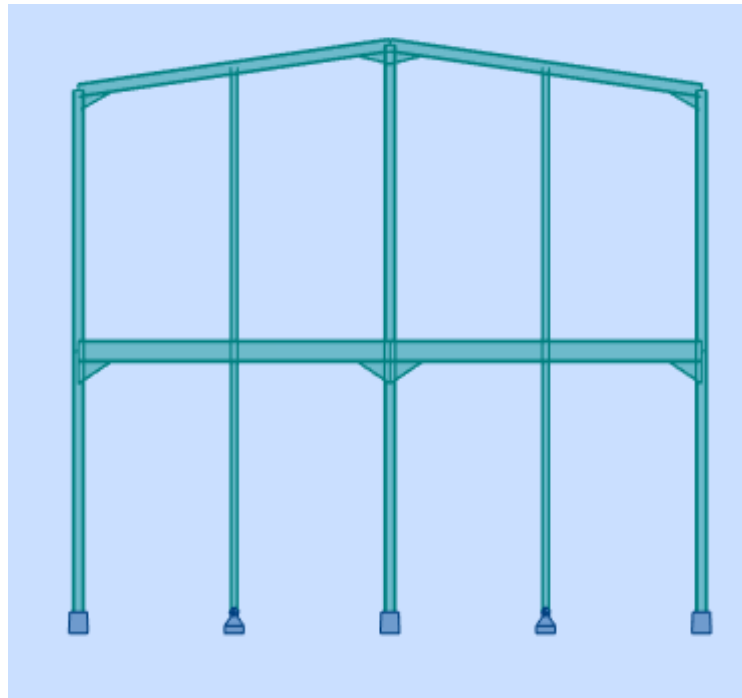


Figure 3.9 : surface revenant au potelet le plus chargé

**3.4.2 Détermination nombre des potelets et l'espacement :**

Surface tributaire revenant au potelet le plus chargé :

$$S = 8 \times 6.52 = 52.16 \text{ m}^2$$

❖ **Évaluation des charges et surcharges :**

**a/charge permanente :**

-poids de bardage.....0.12kN/m<sup>2</sup>

-poids propre de lisse (UPN120).....0.134kN/m<sup>2</sup>

-accessoires de pose.....0.05kN/m<sup>2</sup>

-poids propre du potelet (adéterminer)

-nombre de lisse supportées par le potelet.....8 lisse

-longueur de la lisse .....4m

$$G = (0.134 \times 4 \times 8) + 0.12 \times 52.16 = 10.54 \text{ kN/m}^2$$

Avec 4m : l'entre axe des potelets

**b/charge climatique :**

$$V = 0.747 \times 4$$

$$= 2.988 = 3KN/ml$$

❖ **pré-dimensionnement de l'élément :**

Sous la condition de la flèche :

La vérification de la flèche se fait sous les charges non pondéré

$$\Delta_y = \frac{5 \cdot V \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{200}$$

$$I_y = \frac{5 \cdot 200 \cdot 6520^3 \cdot 3}{384 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 10^5} = 1031.13 \times 10^4 mm^4$$

D'après le catalogue des profilés on prend IPE180

• **Vérification de la section a la résistance :**

$$M_{sdy} \leq M_{c.rdy}$$

$$Q_{sdy} = 1,5 \times 3 = 4.5KN/ml$$

$$M_{c.rd} = M_{plyrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1,1} = 41.6KNm$$

$$M_{sdy} = \frac{Q_{sdy} \times L^2}{8} = 20.25KNm$$

$$M_{sdy} = 20.25 \leq M_{c.rdy} = 41.6$$

La condition est vérifiée

• **Incidence de l'effort tranchant :**

Si :  $V_{sd} \leq 0,5V_{plrd}$  Il n'a pas d'interaction

$$V_{sd} = \frac{Q_{sd} \times L}{2} = 13.5KN$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times (f_y / \sqrt{3})}{1,1} = 162.38KN$$

$$V_{sd} = 13.5KN \leq 0,5V_{plrd} = 81.19KN$$

- Vérification de la section a la stabilité :
- Flambement

Ona:  $M_{sd,z} = 0$  donc :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \times \frac{N_{pl,rd}}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_y \times M_{sd,y}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

$$N_{pl,rd} = A \cdot f_y = 657.25 \text{KN}$$

- Calcul de  $\bar{\lambda}_y$  :

$\beta_1 = 1$  Profilé de classe « 1 » et  $\lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon$  Avec  $\varepsilon = 0.92$

Longueur de flambement  $L_y = 6.52\text{m}$

$$\lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{6520}{74.2} = 87.87 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{87.87}{86.93} = 1.01 > 0.2$$

$$\lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{2000}{20.5} = 97.56 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{97.56}{86.93} = 1.12 > 0.2$$

- Choix de la courbe de flambement correspondant à la section :

Section en I laminée IPE180:  $h = 180\text{mm}$ ,  $b = 91\text{mm}$ ,  $t_f = 8\text{mm}$ .

$$\text{Donc } \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1,97 > 1.2 \\ t_f < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

**Tableau 3.1** : Facteur d'imperfection

Axede flambement	Courbede flambement	Facteur d'imperfection
Y-Y	a	0,21
Z-Z	b	0,34

- Calcule de  $\chi_{min}$  :

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = \min(0.65 ; 0.57) = 0.57$$

• **Calcul de  $K_y$  :**

$$N_{sd} = 1.35G = 14.23 \text{ KN}$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{M\phi} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \leq 0.9$$

$$\mu_y = 1.01 \times (2 \times 1.3 - 4) + \frac{166.4 - 146.3}{146.3} = -1.27 < 0.9 \text{ c.v}$$

$\beta_{M\phi} = 1.3$  (Car le moment est dû à des charges transversales).

$$\text{Donc : } k_y = 1 - \frac{-1.27 \times 14.23 \times 10^3}{0.57 \times 23.9 \times 10^2 \times 275} = 0.95 \leq 1.5 \text{ c.v}$$

$$\frac{14.23}{0.57 \times \frac{6572.5}{1.1}} + \frac{1.26 \times 20.25 \times 10^6}{\frac{275}{1.1} \times 166.4 \times 10^3} = 0.618 \leq 1$$

La condition est vérifiée donc on a pas un risque de flambement

• **Déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \cdot f_y}{1.1}} + \frac{K_{LT} \times M_{sdy}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times \frac{f_y}{1.1}} \leq 1$$

- $N_{sd} = 1.35G = 14.23 \text{ KN}$
- $M_{sdy} = 20.25 \text{ KN.m}$
- $N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = 5975 \text{ KN.m}$
- $W_{pl.y.rd} = 166.4 \times 10^3 \text{ mm}^3$

Pour le calcul de  $\chi_{lt}$  on à la formule :  $\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0.5}} \leq 1$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times \left( 1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right)$$



Il est fonction des caractéristiques géométriques du profilé ainsi que des conditions de chargement.

Avec :

$$k_w = 0.5$$

$$k = 1$$

$$C_1 = 1.132$$

La valeur de  $\lambda_{LT}$  peut être calculé par la formule suivante :

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

Telle que :  $L = 1375 \text{ mm}$  ;  $i_z = 20.5 \text{ mm}$  ;  $h = 180 \text{ mm}$  ;  $I_y = 1317 \text{ cm}^4$ ,

$$I_z = 100.9 \text{ cm}^4$$
 ;  $C_1 = 1.132$  ;  $t_f = 8 \text{ mm}$ .

$$\lambda_{LT} = \frac{1375/20.5}{\sqrt{1.132} \left[ \left[ \frac{1}{0.5} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[ \frac{1375/20.5}{180/8} \right]^2 \right]^{0.25}} = 43.41$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.91} \sqrt{\beta_w} = \frac{43.41}{86.39} \sqrt{1} = 0.50 > 0.4II \text{ y a un risque de déversement}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \times \left( 1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right)$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \text{ Pour les profilés laminés.}$$

$$\varphi_{LT} = 0.65$$

$$X_{LT} = 0.93 < 1$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A_{br} \times f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z (\beta_{MLT})^{-0.15} = 0.15 * 0.50 * 1.3 - 0.15 = -0.053 < 0.9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{-0.053 \times 14.23 \times 10^3}{0.57 \times 23.9 \times 10^2 \times 275} = 1 \leq 1.5$$

$$\frac{14.23 \times 10^3}{0.57 \times \frac{23.9 \times 10^3 \times 275}{1.1}} + \frac{1 \times 20.25 \times 10^6}{0.93 \times 166.4 \times 10^3 \times \frac{275}{1.1}} = 0.528 \leq 1$$

La condition est vérifiée

Le profile IPE180 convient pour les potelets

## **CHAPITRE 4 :**

### **Dimensionnement des planchers mixtes**

**4.1 plancher collaborant :[7]****4.1.1 Introduction**

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur de chaque élément porteur ou résistant (poutre ; poteau ...etc.) ; afin de pouvoir faire plus tard les vérifications de l'ensemble des portiques ; aux charges verticales et horizontales.

Le pré dimensionnement des éléments se fera selon les prescriptions données par l'EC3

**4.1.2 Pré-dimensionnement des planchers**

Les planchers sont des éléments horizontaux qui limitent les niveaux d'un bâtiment.

Ils s'appuient avec ou sans continuités sur des porteurs (murs porteurs ; poteaux et poutres .....).

Notre structure contient des planchers mixtes.

**4.1.3 Méthode de calcul**

Pour le pré dimensionner des planchers collaborant à dalle collaborant il est nécessaire de pré dimensionner chaque élément le constituant à la condition d'utilisations la plus défavorable.

Les éléments constituant un plancher mixte :

- Panneaux de dalles.
- Solives.
- Poutre porteuse.
- Des connecteurs.

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

**4.1.3.1Phase de construction :**

Le profilé d'acier travaille seul et reprend les charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton frais
- La surcharge de construction (ouvriers)

**4.1.3.2Phase finale :**

Le béton ayant durci, par conséquent le profilé et la dalle, qui constituent la section mixte, travaillent ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton (sec)
- La surcharge d'exploitation
- Finition.

**4.1.4 Evaluation des charges et surcharges : [6]**

**A. Plancher courant :**

**1) Charge permanente G :**

**Tableau 4.1 : charge permanente du plancher courant**

Composants	Epaisseur (m)	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
<b>Epouser Dalle</b>	/	0.15
<b>Mortier de pose</b>	/	0.40
<b>Dalle en béton armé</b>	0.15	3.06
<b>Bac d'acier HI-BOND55</b>	0.2	0.2
<b>Cloisonnement</b>	/	/
<b>Faux plafond</b>	/	0.11
<b>Revêtement</b>	2	0.44
<b>Lit de sable</b>	3	0.51
<b>Total</b>		<b>4.87</b>

**2) Charge d'exploitation :**

Plancher courant :  $Q = 4 \text{ KN/m}^2$ (partie production et stockage.)  $\implies$  Niveau +6

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ (partie mezzanine technique)  $\implies$  Niveau+9.5

**4.1.5 Etude des solives :**

**a) pré-dimensionnement :**

Les solives sont des poutrelles qui travaillent en flexion simple, leur écartement (la distance entre une solive et une autre ) est pratiquement déterminé par l'équation suivante :  $0.7\text{m} \leq L \leq 7\text{m}$

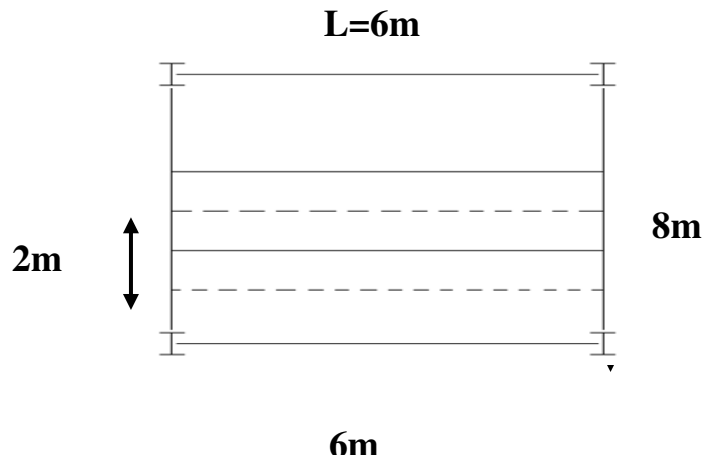


Figure 4.1 : Schéma statique de la solive la plus sollicitée

➤ La condition de la flèche

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{3000}{25} \leq h \leq \frac{3000}{20} \Rightarrow 120 \leq h \leq 150 \quad \text{On choisit : IPE140}$$

Tableau 4.2 : Dimensions et caractéristiques mécaniques du profilé IPE140

Désignation Abrégée	Poids		Section	Dimensions			
	G (Kg/m)		A (mm <sup>2</sup> )	h (mm)	b (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
IPE140	12.9		9880	140	73	6.9	4.7
	<b>Caractéristiques</b>						
	I <sub>y</sub> (mm <sup>4</sup> ) × 10 <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> (mm <sup>4</sup> ) × 10 <sup>4</sup>	W <sub>pl, y</sub> (mm <sup>3</sup> ) × 10 <sup>3</sup>	W <sub>pl, z</sub> (mm <sup>3</sup> ) × 10 <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> (mm)		i <sub>z</sub> (mm)
	541.2	44.92	88.34	19.25	574		449.2

A. POUR NIV +6 :

➤ Phase de construction :[7]

Le calcul se fait de la même manière que celui du plancher courant, et les résultats sont identiques

Le profilée d'acier travaille seul, donc les charges sont :

- ✓ Poids propre du profilé : \_\_\_\_\_ G<sub>p</sub> = 0.129 KN/m
- ✓ Poids propre du béton frais : \_\_\_\_\_ G<sub>b</sub> = 3.06 KN/m<sup>2</sup>
- ✓ Poids du bac d'acier : \_\_\_\_\_ g = 0.15 KN/m<sup>2</sup>
- ✓ Surcharge de construction (ouvrier) : \_\_\_\_\_ Q<sub>c</sub> = 0.75 KN/m<sup>2</sup>

- **Combinaison de charge**

**ELU**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(G_p + (G_b + g) \times \text{esp}) + 1.5Q_c \times \text{esp}$$

$$q_u = 11.09 \text{KN}$$

**ELS**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = (G_b + g + Q_c) \times \text{esp} + G_p$$

$$q_s = 8.05 \text{KN}$$

- **Les vérifications**

- a. **Moment fléchissant**

Le moment fléchissant dans les sections transversales 1 et 2 doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd,y} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{sd,y} = \frac{q_u \times (l)^2}{8} = \frac{11.09 \times 6^2}{8} = 49.90 \text{KN}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{88,34 \times 275 \times 10^3}{1} \times 10^{-6} = 24,29 \text{KN.m}$$

$M_{sd,y} \geq M_{pl,rd}$  **Condition Non vérifiée**

La condition de la moment fléchissant n'est pas vérifiée en phase de construction alors la solution adoptée est d'augmenter la section alors on choisit un **IPE200**

- ❖ **Vérification de la moment fléchissant :**

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{220.6 \times 275 \times 10^3}{1} \times 10^{-6} = 60.66 \text{KN.m}$$

$M_{sd,y} \leq M_{pl,rd}$  **condition vérifiée**

**b. Effort tranchant**

On doit vérifier que :  $V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$

D'Ou :

$A_v$  : Aire de cisaillement

$V_{pl,rd}$  : effort tranchant de plastification de la section

$$A_v = 764 \text{mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{11.09 \times 6}{2} = 33.27 \text{KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{275 \times 10^3 \times 764 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 121.3 \text{KN}$$

$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$  **Condition vérifiée**

$V_{sd} \leq 0.5 V_{pl,rd} \Rightarrow 33.27 \text{KN} \leq 60.65 \text{KN}$ ,

Donc, pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

→ Il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion

**c. Vérification de la rigidité**

$$f^{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E_y \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{250}$$

$$\left[ \begin{array}{l} q_{ser} = 8.05 \text{KN} \\ L = 3 \text{m} \\ E = 2.1 \times 10^5 \text{N/mm}^2 \\ I_y = 541.2 \times 10^4 \text{mm}^4 \end{array} \right.$$

$$f^{max} = \frac{5 \times 8.05 \times 3000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 541.2 \times 10^4}$$

$$f^{max} = 7.47 \text{mm}$$

$$\bar{f} = 12 \text{mm}$$

$$7.47 \text{mm} < 12 \text{mm}$$

**Condition vérifiée**



**d. Vérification au déversement :**

La vérification de déversement dans cette phase n'est pas nécessaire car la solive est maintenue par le bac d'acier (Hi bond) et les connecteurs.

➤ **Phase final :**

- Poids P du profile (IPE140) .....  $g_p = 0,129 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente .....  $G_t = 4,87 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation .....  $Q = 4 \text{ KN/m}^2$

- **combinaison des charges :**

➤ **ELU :**

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_t \times e)) + 1,5 \times Q_c \times e$$

$$q_u = 1,35 \times (0,129 + (4,87 \times 2)) + 1,5 \times 4 \times 2$$

$$q_u = 25,32 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS :**

$$q_s = g_p + (G_t + Q) \times e$$

$$q_s = 0,129 + (4,87 + 4) \times 2$$

$$q_s = 17,86 \text{ KN/m}$$

- **largeur de la dalle :**

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times \frac{L_0}{8} \dots \dots \dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots \dots \dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 6 / 8 = 1,5 \text{ m} \\ b = 2 \text{ m} \end{array} \right. \implies b_{\text{eff}} = 1,5 \text{ m}$$

- **Position de l'axe neutre plastique :**

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1500 \times 95 \times 10^{-3} = 2030,62 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 1640 \times 10^{-3} = 428,45 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{acier} \left[ \frac{h_0}{2} + hc + hp - \left( \frac{R_{acier} * h_c}{2R_{béton}} \right) \right]$$

• **Vérifications :**

a. **Vérification de la flexion :**

Il faut que :  $M_{sd} < M_{pl,rd}$

➤ **Le moment appliqué :**

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{qu * l^2}{8} = \frac{25.32 * 6^2}{8} = 113.94 \text{ KN.m}$$

➤ **Le moment résistant plastique développé par la section mixte :**

$$M_{pl,rd} = 428.45 \left[ \frac{140}{2} + 95 + 55 - \left( \frac{428.45 * 95}{2 * 2030.62} \right) \right] * 10^{-3} = 91.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,r} = 91. \text{ KN.m} < M_{sd} = 113.94 \text{ KN.m}$$

**Condition non vérifiée**

La condition de la moment fléchissant n'est pas vérifiée en phase de final alors la solution adoptée est d'augmenter la section alors on choisit un **IPE200**

b. **Vérification de la moment fléchissant :**

$$R_{acier} = 0.95 * f_y * A_0 = 0.95 * 275 * 2850 * 10^{-3} = 744.56 \text{ kN}$$

$$M_{pl,rd} = 744.56 \left[ \frac{200}{2} + 95 + 55 - \left( \frac{744.56 * 95}{2 * 2030.62} \right) \right] * 10^{-3} = 173.17 \text{ KN.m}$$

$M_{sd,y} \leq M_{pl,rd}$  **condition vérifiée**

c. **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $V_{sd} < V_{p,rd} = \frac{f_y * A_v}{\sqrt{3} * \gamma_{m0}}$

$$A_v = A - 2 * b * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f = 1640 - 2 * 73 * 6.9 + (4.7 + 2 * 7) * 6.9 = 766.01 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 766,01 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 121.62 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{25.32 \times 6}{2} = 76.05 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 121.62 \text{ kN} > 76.05 \text{ kN}$$

**Condition vérifiée**

$$0,5 V_{pl,rd} = 60,81 \text{ kN} < V_{sd}$$

➤ Donc il n'est pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

d. **Vérification de la rigidité :**

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{ser} = 17.84 \text{ kN/ml.}$$

$$L = 6 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_c = \frac{A_a \times (h_c + 2h_p + h_a)^2}{4 \times (1 + m \cdot v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_a$$

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{1640}{1350 \times 95} = 0,012 \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{1640 \times (95 + 2 \times 55 + 140)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,012)} + \frac{1500 \times 95^3}{12 \times 15} + 541.2 \times 10^4$$

$$= 5.44 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

➤ **La valeur de la flèche maximale est :**

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 17.84 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 5.44 \times 10^7} = 26.35 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f^{\text{in}} + f^f = 5.6 + 26.35 = 31.95 \text{ mm} > \bar{f} = 24 \text{ mm}$$

### Condition non vérifiée

La condition de la moment fléchissant n'est pas vérifiée en phase de final alors la solution adoptée est d'augmenter la section alors on choisit un **IPE200**

$$I_c = \frac{2850 \times (95 + 2 \times 55 + 140)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,012)} + \frac{1500 \times 95^3}{12 \times 15} + 541.2 \times 10^4$$

$$= 8.44 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 17.84 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8.44 \times 10^7} = 16.98 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f^{\text{in}} + f^f = 5.6 + 16.98 = 22.58 \text{ mm} < \bar{f} = 24 \text{ mm}$$

### Condition vérifiée

#### e. Vérification du déversement

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la semelle supérieure est maintenue par dalle béton.

#### B. POUR NIV+9.50 :

##### ➤ Phase de construction

Les résultats qui nous vont retrouver sont les mêmes que ce qu'on a obtenus au niveau du plancher +6

##### ➤ Phase final :

Par la même méthode de calcul, les résultats pour les solives du niveau du plancher +6 sont résumés dans le tableau suivant :

$q_u=17.82\text{KN/ml}$

$q_{ss}=12.86\text{KN/m}$

Tableau 4.3 : les résultats pour les solives du niveau

Plancher courant		
<b>Msd = 80.19KN.m</b>	<b>Mpl, rd = 89.69KN.m</b>	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Vsd = 53.46 KN</b>	<b>Vpl, rd = 121.62KN</b>	<b>Condition vérifiée</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li><math>f^{\max} =</math> <b>24.59mm(c. n. v)</b></li> <li><math>f^{\max} =</math> <b>17.54mm(c. v)</b></li> </ul>	$\bar{f} = 24\text{mm}$	<b>Condition non vérifiée</b> est d'augmenter la section

➤ **Conclusion :**

Le profile **IPE140** n'est pas vérifié tous les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte pour la solive de courant un **IPE200**

❖ **Calcule des connecteurs :**

Type goujons : { hauteur = 95 mm  
Diamètre = 19 mm

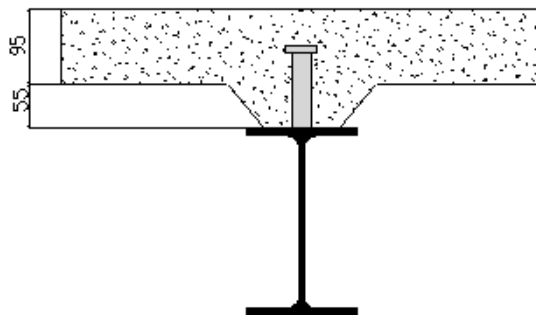


Figure 4.2:schéma des positions des connecteurs solive

**1. Détermination de (Résistance au cisaillement)**

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \text{ Résistance dans le béton qui entoure le goujon} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \text{ La force dans le goujon} \end{array} \right.$$

Avec :

$F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$  Résistance caractéristique de béton

$E_c = 30,5 \text{ KN/m}^2$  Module de Young de béton

$F_u = 450 \text{ N/mm}^2$  Résistance caractéristique des connecteurs

$\gamma_v = 1,25$

$$\alpha = 1 \text{ si } \frac{h}{d} > 4 \quad ; \quad \alpha = 0,2 \left( \frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

Dans notre cas :

$$\alpha = 1 \text{ car } \frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 \geq 4$$

$$P_{rd} = K_1 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 78,03 \text{KN} \end{array} \right.$$

**2. Influence du sens du bac d'acier**

**K<sub>t</sub>** : Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[ \frac{h_c}{h_p} - 1 \right]$$

- $N_r$  : Nombre de goujon par nervure = 1
- $H_p = 55 \text{ mm}$
- $h_c = 95 \text{ mm}$  (hauteur du connecteur)

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[ \frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4  $k_t$  doit être inférieur à 1 donc :

$$Prd \text{ (Resistance au cisaillement)} \quad K_t=0,82 \quad \longrightarrow \quad Prd = 59,97 \text{ KN}$$

### 3. Effort tranchant repris par les goujons détermination de $R_L$

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (1827,56 ; 428,45) \quad \longrightarrow \quad R_L = 428,45 \text{ kN}$$

### 4. Nombre de connecteurs : par demi-portée

$$N_{bre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{428,45}{59,97} = 7,14$$

On prend **8 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **16 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 6 fois le diamètre :

$$e_{\min} \geq 5.d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$e_{\max} = 6 \times h = 570 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{L}{N_{br}-1} = \frac{6000}{16-1} \quad \Longrightarrow \quad esp = 400 \text{ mm} > 95 \text{ mm}$$

Condition vérifié

➤ Donc on prend **16 connecteurs**, avec un espacement de **40cm**

#### 4.1.6 Etude des poutres principales :

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

La poutre la plus sollicitée, a une portée de **8m** ; elle supporte trois charges concentrées ( $R_{\text{solive}}$ ) qui représentent les réactions des solives et une charge uniformément répartie due à son poids propre et le poids de la dalle en béton sur la largeur de la semelle

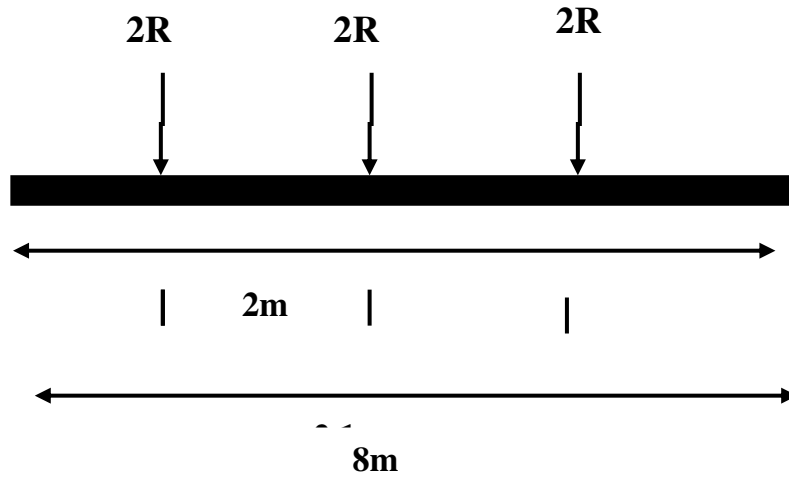


Figure 4.3: Schéma statique de la poutre principale

a) Pré-dimensionnement :

Désignation Abrégée	Poids	Section	Dimensions			
	G (Kg/m)	A (mm <sup>2</sup> )	h (mm)	b (mm)	t <sub>f</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
	77.6	9882	450	190	14.6	9.4

➤ Condition de la flèche

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{8000}{25} \leq h \leq \frac{8000}{15} \Rightarrow 320 \leq h \leq 533.33$$

On choisit : **IPE450**



IPE450	Caractéristiques					
	Iy (cm <sup>4</sup> )	Iz (cm <sup>4</sup> )	Wpl, y (cm <sup>3</sup> )	Wpl, z (cm <sup>3</sup> )	Iy (cm)	iz (cm)
	33470	16760	1702	276.4	18.48	4.12

**Tableau 4.4 :** Dimensions et caractéristiques mécaniques du profilé **IPE450**

❖ **Etage courant**

**A. POUR NIV +6 :**

➤ **Phase de construction**

- ✓ Poids propre du profilé IPE450 \_\_\_\_\_  $G_p = 0.776 \text{ KN/m}$
- ✓ Poids propre du béton frais \_\_\_\_\_  $G_b = 3.06 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Poids du bac d'acier HI-BOND55 \_\_\_\_\_  $g = 0.15 \text{ KN/m}^2$
- ✓ Surcharge de construction \_\_\_\_\_  $Q_c = 0.75 \text{ KN/m}^2$

▪ **Combinaison de charges**

**ELU**

$$q_u = 1.35G_p + [1.35(G_b + g) + 1.5Q_c] \times b_{poutre}$$

$$q_u = 11.96 \text{ KN/ml}$$

**ELS**

$$q_{ser} = G_p + (G_b + g + Q_c) \times (b_{poutre}=2)$$

$$q_{ser} = 8.69 \text{ KN/ml}$$

▪ **Calcul des réactions des solives**

On calcule les réactions des solives pour chaque phase (phase de construction et phase finale), on utilise la formule suivante :

$$R_{solive} = \frac{q \times L_{solive}}{2}$$

**ELU**

- **Solive de portée : 6m**

$$R_{u1} = \frac{6 \times 11.96}{2} = 35.88 \text{ KN}$$

- Solive de portée : 6m

$$R_{u2} = \frac{6 \times 11.96}{2} = 35.88\text{KN}$$

$$R_{u1} + R_{u2} = 71.76\text{KN}$$

**ELS**

- Solive de portée : 6m

$$R_{s1} = \frac{6 \times 8.69}{2} = 26.07\text{KN}$$

- Solive de portée : 6m

$$R_{s2} = \frac{6 \times 8.69}{2} = 26.07\text{KN}$$

$$R_{s1} + R_{s2} = 52.14\text{KN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 71.76 \text{ KN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 52.14\text{kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 71.76\text{kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 52.14\text{KN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 71.76\text{kN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 52.14\text{kN}$$

$$R_U = R_7 + R_8 = 71.76\text{kN}$$

$$R_S = R_7 + R_8 = 52.14\text{kN}$$

$$R_U = R_9 + R_{10} = 71.76\text{kN}$$

$$R_S = R_9 + R_{10} = 52.14\text{kN}$$

▪ **Combinaisons de charge**

**ELU :**

$$q_u = 1.35(gp + (Gb + g) \times bs) + 1.5 \times Q_c \times bs$$

$$= 1.35(0.776 + (3.06 + 0.15) \times 0.18) + 1.5 \times 0.75 \times 0.18$$

$$= 2.03\text{KN/ml}$$

**ELS :**

$$q_s = gp + (Gb + g) \times bs + Q_c \times bs$$

$$= 0.776 + (3.06 + 0.15) \times 0.18 + 0.75 \times 0.18$$

$$= 1.49\text{KN/ml}$$

▪ **Les vérifications**

**a. Moment fléchissant**

Le profilé **IPE450** est de classe 1, donc, le moment fléchissant doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd'y} \leq M_{pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{1702 \times 10^3 \times 275}{1} \times 10^{-6} = 468.05 \text{KN.m}$$

Nous avons utilisé le logiciel ROBOT par déterminer les efforts

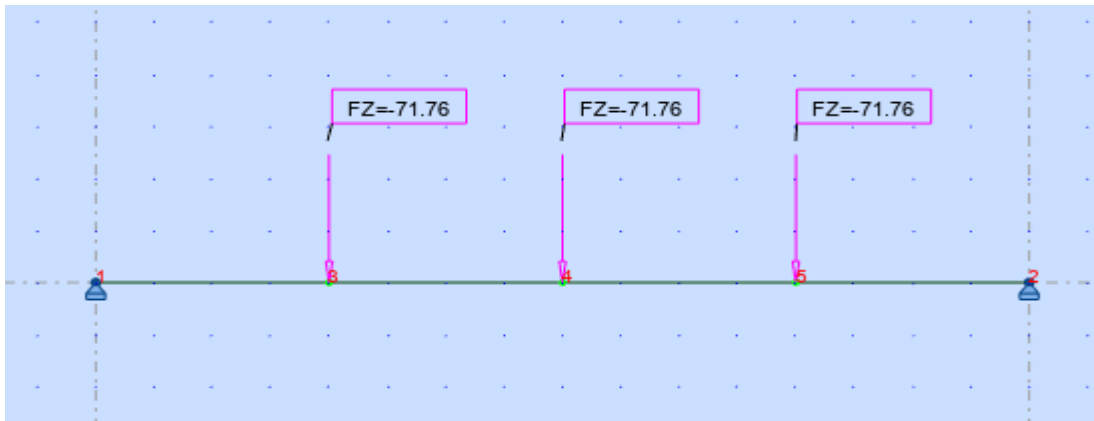


Figure 4.4 :charges ponctuelles[KN](phase construction )

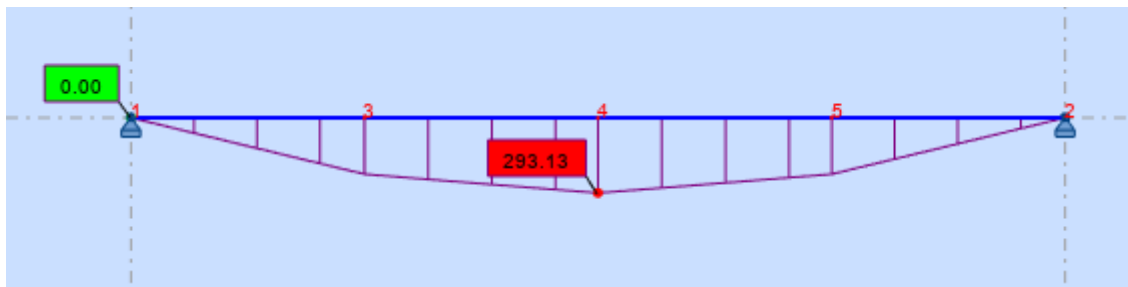


Figure 4.5: Moment My[KN.m] (phase construction )

$$293.13 \text{KN.m} < 468.05 \text{KN.m}$$

Condition vérifiée

**b. Effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 5085}{\sqrt{3}} = 807.35 \text{KN}$$

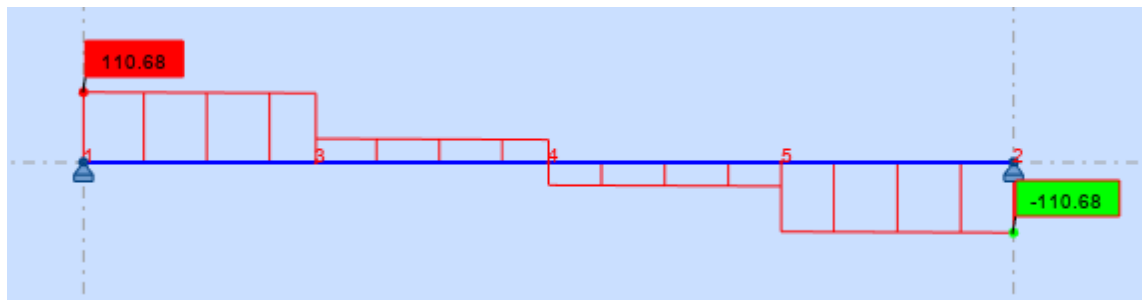


Figure 4.6:effort tranchant[KN] (phase construction )

$$110.68\text{KN} < 807.35\text{KN}$$

Condition vérifiée

➤ Donc il n'est pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

c. Vérification de la rigidité

Il faut vérifier que :  $f^{\text{max}} \leq \bar{f}$

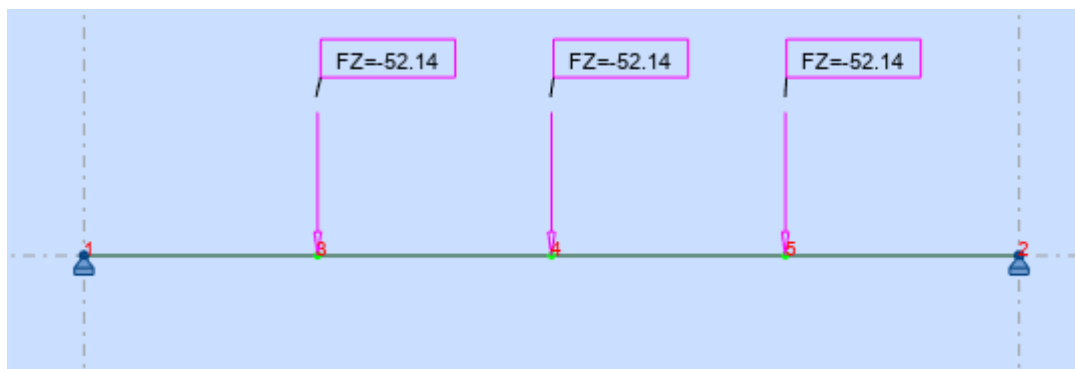


Figure 4.7 :charges ponctuelles[KN]

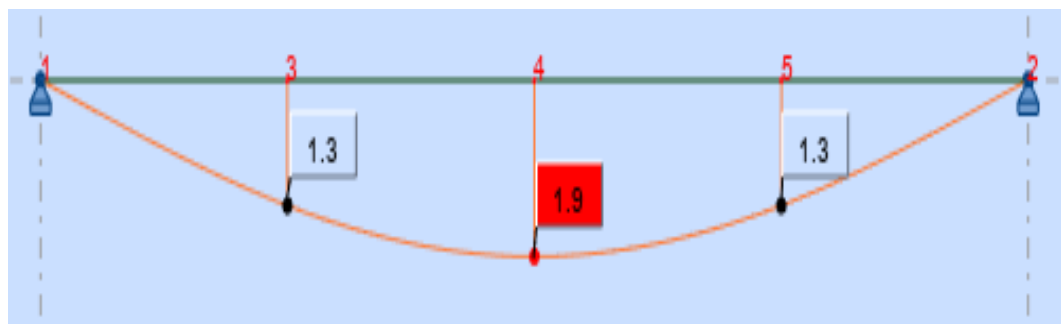


Figure 4.8: fleche [cm]

$$f^{\max} = f_1 + f_2$$

$$f_1 = \frac{5 \times q_{ser} \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1.49 \times 8000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 33740 \times 10^4} = 1.12 \text{ mm}$$

$$f_2 = 19 \text{ mm (rdm)}$$

$$f^{\max} = 19 + 1.12 = 20.12 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{8000}{250} = 32 \text{ mm}$$

$$20.12 \text{ mm} < 32 \text{ mm}$$

**Condition vérifiée**

**d. Vérification du déversement :**

Du fait la poutre principale est maintenu latéralement il ya pas vérifié le déversement

**Phase finale :**

- Poids propre du profilé IPE 450.....gp=0,776kN/m
- Charge permanente.....G=4,87kN/m<sup>2</sup>
- Surcharge d'exploitation ..... Q=4 kN/m<sup>2</sup>

➤ **Calcul des réactions des solives**

**ELU :**

$$q_u = 21.44 \text{ kN/ml}$$

$$R_x = \frac{6 \times 21.44}{2} + \frac{6 \times 21.44}{2} = 128.64 \text{ kN}$$

$$= 107.16 \text{ kn}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 128.64 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 128.64 \text{ kN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 128.64 \text{ kN}$$

**ELS :**

$$q_s = 17.86 \text{ kN/ml}$$

$$R_x = \frac{6 \times 17.86}{2} + \frac{6 \times 17.86}{2}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 107.16 \text{ kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 107.16 \text{ kN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 107.6 \text{ kN}$$

$$R_U = R_7 + R_8 = 128.64 \text{ kN}$$

$$R_S = R_7 + R_8 = 107.6 \text{ kN}$$

$$R_U = R_9 + R_{10} = 128.64 \text{ kN}$$

$$R_S = R_9 + R_{10} = 107.6 \text{ kN}$$

➤ **Combinaison des charges :**

**ELU :**

$$q_u = 1,35[(G_{ec} \times 0,19) + g_p] + 1,5 \times Q_{ec} \times 0,19$$

$$q_u = 1,35[(4,87 \times 0,19) + 0,776] + 1,5 \times 4 \times 0,19 \quad \underline{Q_u = 3,43 \text{ KN/ml}}$$

**ELS :**

$$q_s = (G_t - G_b - g_{bac} + Q) \times 0,19$$

$$q_s = 0,776 + (4,87 - 3,06 - 0,15 + 4) \times 0,19 \quad \Rightarrow \quad \underline{Q_s = 1,85 \text{ KN/ml}}$$

**\* Largeur de la dalle :**

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 8 / 8 = 2 \text{ m} \\ b = 6 \text{ m} \end{array} \right.$$

**Position de l'axe neutre plastique :**

- $R_{b\acute{e}ton} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 2000 \times 95 \times 10^{-3} = 2707.5 \text{ KN}$

- $R_{Acier} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 9882 \times 10^{-3} = 2581,67 \text{ KN}$

$$R_{b\acute{e}ton} > R_{Acier}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de b\acute{e}ton. Donc le moment r\acute{e}sistant plastique d\acute{e}velopp\acute{e} par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{Acier} \left[ \frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_{Acier} \times h_c}{2R_{b\acute{e}ton}} \right) \right]$$

- **V\acute{e}rifications :**

- a. **V\acute{e}rification de la flexion :**

Le Moment fl\acute{e}chissant  $M_{sd}$  dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire a la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$M_{pl,Rd} = 2581.67 \times \left[ \frac{450}{2} + 95 + 55 - \left( \frac{2578.54 \times 95}{2 \times 2707.5} \right) \right] \times 10^{-3} = 851.33 \text{ kN.m}$$

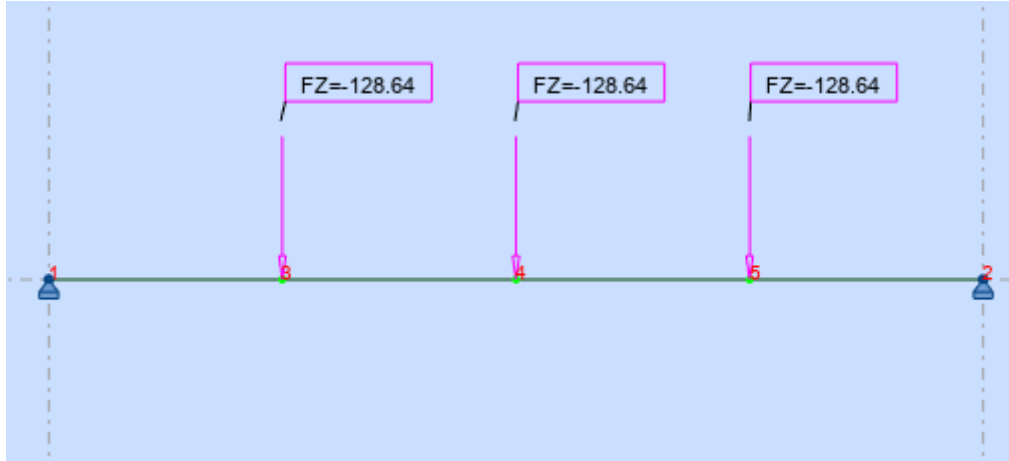


Figure 4.9 :charges ponctuelles[KN](phase final )

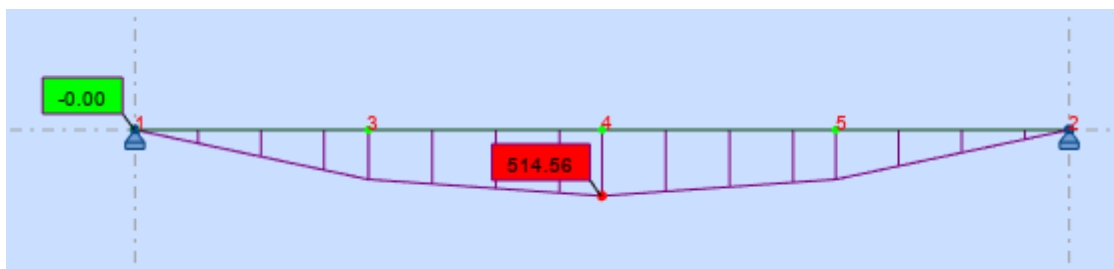


Figure 4.10: Moment My[KN.m] (phase final )

$$M_{sd} = 514.56 \text{ KN.m}$$

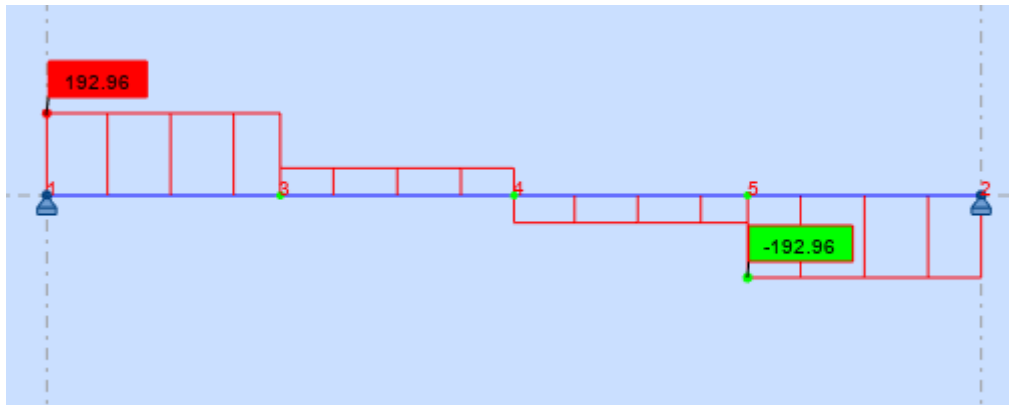
$$M_{pl,Rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{664.70}{851.33} = 0.78$$

**b. Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $V_{sd} < V_{p,Rd}$

$$V_{p,Rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 5084.44 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 807.26 \text{ kN}$$



**Figure 4.11:**effort tranchant[KN] (phase final)

$$V_{Pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 807.26kN > 192.96 kN \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{Pl,rd} = 403,63kN > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

**c. Vérification de la rigidité :**

Il faut vérifiée que :  $f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$

Avec :

$$q_{ser} = 1,85kN/ml.$$

$$R_{ser} = 72.6kN$$

$$L = 8 m.$$

$$E = 2.1.10^5 N/mm^2.$$

$$I_c = \frac{A_a * (h_c + 2h_p + h_a)^2 b_{eff} \times h_c^3}{4 \times (1 + mv)} + I_a$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{9882}{1350 \times 95} = 0,077 \quad , \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$



$$I_c = \frac{9882 \times (95 + 2 \times 55 + 450)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,077)} + \frac{1350 \times 95^3}{12 \times 15} + 33740 \times 10^4$$

$$= 9,54 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = f_1 + f_2$$

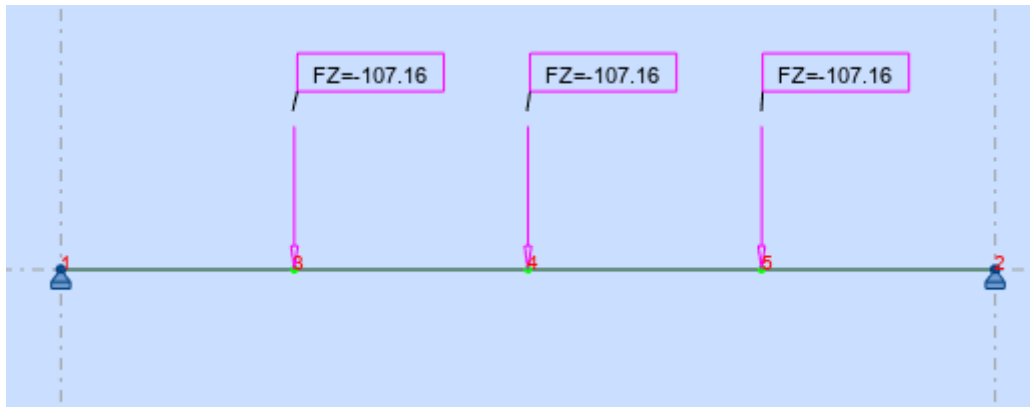


Figure 4.12:charges ponctuelles[KN]

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_1 = \frac{5 \times 1,85 \times 8000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 9,54 \times 10^8} = 0.49$$

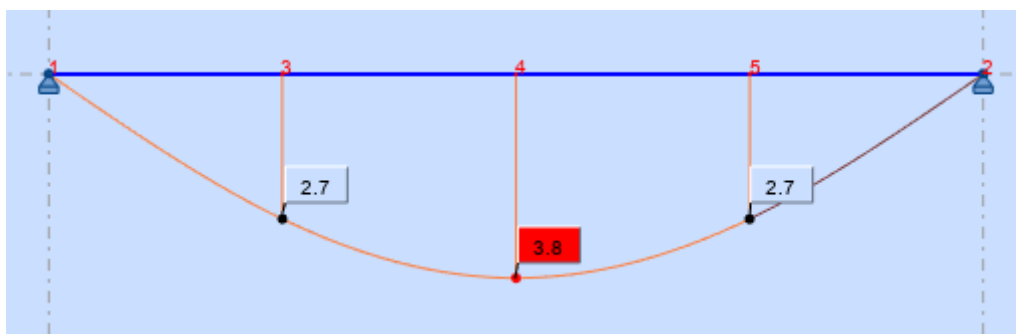


Figure 4.13 :la flache [cm]

$$f_2 = 38 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{8000}{250} = 32 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f_1 + f_2 = 0.49 + 38 = 38.49 \text{ mm} \leq \bar{f} = 32 \text{ mm} \Rightarrow \text{non - vérifiée}$$

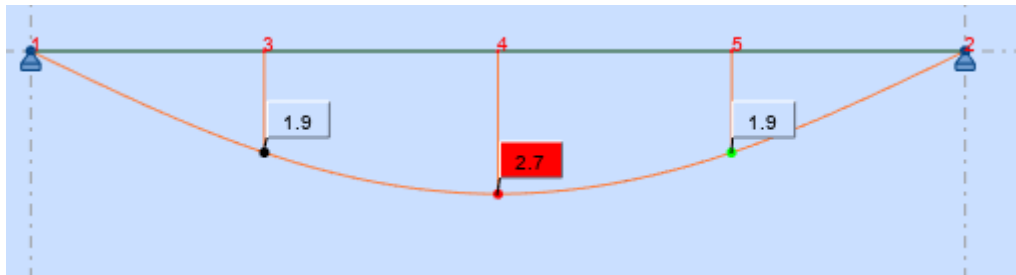
La condition de la flèche n'est pas vérifiée en phase finale alors la solution adoptée est d'augmenter la section alors on choisit un **IPE500**

**f. Vérification de la rigidité**

$$g. I_c = \frac{11550 \times (95 + 2 \times 55 + 500)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,077)} + \frac{1350 \times 95^3}{12 \times 15} + 48200 \times 10^4 = 11.54 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_1 = \frac{5 \times 1,85 \times 8000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 11.54 \times 10^8} = 0.404$$



**Figure 4.14** : la flache [cm]

$$f_2 = 27 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f_1 + f_2 = 0.40 + 27 = 27.40 \text{ mm} \leq \bar{f} = 32 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

**d. Vérification du déversement :**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la semelle supérieure est maintenue par dalle béton.

**B. POUR NIV +9.5 :**

➤ **Phase de construction**

Les résultats qui nous vont retrouver sont les mêmes que ce qu'on a obtenus au niveau du plancher +6

➤ **Phase final :**

Par la même méthode de calcul, les résultats pour les solives du niveau du plancher +6 sont résumés dans le tableau suivant :

$$2R_u = 86.46 \text{ KN}$$

$$2R_s = 73.2 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher courant} \begin{cases} G = 4.87 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Tableau 4.5 :les résultats pour les solives du niveau du plancher +9.5

Plancher courant		
$M_{sd} = 345.84 \text{KN.m}$	$M_{pl, rd} = 851.33 \text{KN.m}$	Condition vérifiée
$V_{sd} = 129.69 \text{KN}$	$V_{pl, rd} = 807.26 \text{KN}$	Condition vérifiée
<ul style="list-style-type: none"> <li><math>f^{max} = 35 \text{mm (c. n. v)}</math></li> <li><math>f^{max} = 26.40 \text{mm (c. v)}</math></li> </ul>	$\bar{f} = 32 \text{mm}$	Condition non vérifiée (adoptée est d'augmenter la section alors on choisit un <b>IPE500</b> )

**Conclusion :**

Le profilé IPE 450 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte un IPE 500 pour les poutres de plancher courant du niv+6 et niv+9.50

**❖ Calcul des connecteurs**

Type goujons :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur} = 95 \text{ mm} \\ \text{Diamètre} = 19 \text{ mm} \end{array} \right.$

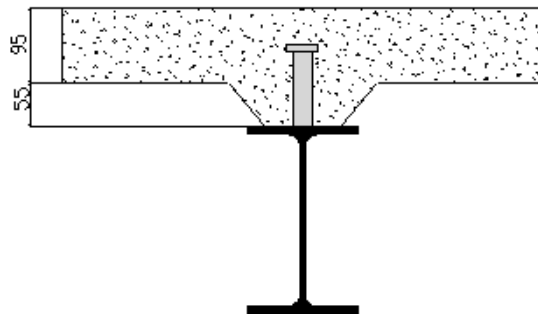


Figure4. 15:schéma des position des connecteurs solive

**1. Détermination de (Resistance au cisaillement)**

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \quad \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \quad \text{La force dans le goujon} \end{array} \right.$$

Avec :

$F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$  Résistance caractéristique de béton

$E_c = 30,5 \text{ KN/m}^2$  Module de Young de béton

$F_u = 450 \text{ N/mm}^2$  Résistance caractéristique des connecteurs

$\gamma_v = 1,25$

$$\alpha = 1 \quad \text{si } \frac{h}{d} > 4 \quad ; \quad \alpha = 0,2 \left( \frac{h}{d} + 1 \right) \quad \text{si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

Dans notre cas :

$$\alpha = 1 \quad \text{car } \frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 \geq 4$$

$$P_{rd} = K_1 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 81,65 \text{KN} \end{array} \right.$$

## 2. Influence du sens du bac d'acier

**K<sub>t</sub>** : Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[ \frac{h_c}{h_p} - 1 \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_r : \text{Nombre de goujon par nervure} = 1 \\ h_p = 55 \text{ mm} ; h_c = 95 \text{ mm (hauteur du connecteur)} \\ b_0 = 88,5 \text{ mm Largeur moyenne de la nervure} \end{array} \right.$$

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \times \left[ \frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4 kt doit être inférieur à 1 donc :

$$P_{rd} \text{ (Résistance au cisaillement)} \quad K_t = 0,82 \quad \longrightarrow \quad P_{rd} = 59,97 \text{ KN}$$

**3. Effort tranchant repris par les goujons détermination de RL**

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) \quad ; \quad R_L = \inf (2581.67; 2707.5) \quad \longrightarrow \quad 2581.67\text{kN}$$

**4. Nombre de connecteurs : par demi-portée :**

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{2581.67}{59,97} = 43.04$$

On prend **43connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **86 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre :

$$e_{\min} \geq 5.d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$e_{\max} = 6 \times h = 570\text{mm}$$

$$esp = \frac{L}{N_{br}-1} = \frac{8000}{86-1} \quad \Longrightarrow \quad esp = 96.22\text{mm} > 95 \text{ mm}$$

➤ Donc on prend **86connecteurs**, avec un espacement de **9.6 cm**

**4.1.7 Etude des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments structuraux qui forment avec les poutres l'ossature des bâtiments métalliques. Ils sont chargés de transférer aux fondations les efforts provenant des actions agissant sur les poutres. Ils sont essentiellement comprimés sous l'action d'un effort axial de compression. Parfois ils peuvent être comprimés et fléchis, sollicité en flexion composée.

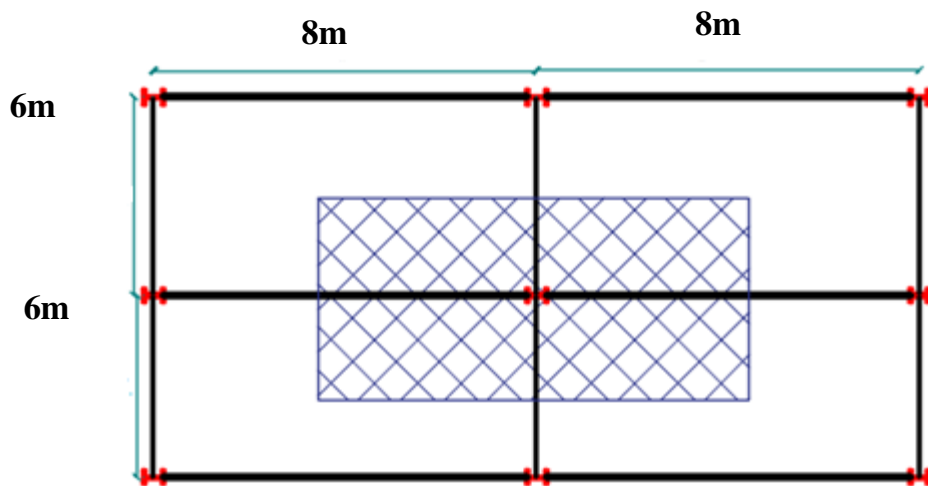
Le pré dimensionnement des poteaux s'effectue en suivant les étapes suivantes :

1. On détermine l'effort normal pondéré à l'ELU qui sollicite le poteau à partir de la descente de charge.  $N_s = 1.35 G + 1.5Q$

G : poids propre des éléments qui sollicite le poteau étudié

Q : Surcharge d'exploitation dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étages sont réduites.

2. On calcule la section minimale du profilé d'acier aux ELU selon le **CCM97** :  
Le poteau le plus sollicité (poteau central) reprend une section de **48m<sup>2</sup>**, il est représenté dans le schéma ci-dessous :



**Figure 4.16** :poteau central

Le pré dimensionnement des poteaux est basé sur la formule suivante :

$$N_{sd} \leq N_{c,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

#### ▪ Exemple de calcul

On a : Poteau central \_\_\_\_\_ S= 48m<sup>2</sup>

Charge permanente : **4.87KN/m<sup>2</sup>**

Surcharge d'exploitation niv+6 : **4KN/m<sup>2</sup>**

Surcharge d'exploitation niv+9.5 : **1.5KN/m<sup>2</sup>**

#### ➤ Charge permanente

- ✓ Poids propre du plancher courant: \_\_\_\_\_  $4.87 \times 48 = 233.76 \text{KN}$
- ✓ GT Poids propre de la poutre porteuse : \_\_\_\_\_  $0.907 \times 8 = 7.25 \text{KN}$
- ✓ Poids propre de la poutre non porteuse : \_\_\_\_\_  $0.224 \times 6 = 1.344 \text{KN}$
- ✓ Poids propre des solives : \_\_\_\_\_  $0.224 \times 3 \times 6 = 4.03 \text{KN}$

**Gt=246.38KN**

➤ **Charge d'exploitation**

$Q=4 \times S= 192 \text{KN}$

$Q=1.5 \times S= 72 \text{KN}$

$Nsd=1.35Gt+1.5Q$

**Tableau 4.6 : Charges d'exploitations cumulées.**

Niveau des planchers	Surcharges ( Q )	Qi [KN/m <sup>2</sup> ]	Σ Surcharges ( Q )	Σ Surcharges [KN/m <sup>2</sup> ]	Σ Surcharges [KN]
Niv+9.50	Q0	1.5	Q0	1,50	72
Niv+6	Q1	4	Q0 + Q1	5,50	264
RDC	Q2	4	Q0 + Q1+ Q2	9,50	456

**Tableau 4.7 : Descente des charges**

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G [KN]	Q [KN]
3 <sup>ème</sup> étage	+9.5	Poids du toiture : Poids des éléments horizontaux : Total =	0.104 8.549 8.698	72
2 <sup>ème</sup> étage	+6	Venant de N+9.5 Poids du plancher étage courant } Poids des éléments horizontaux : } <b>X</b> Total =	8.698 233.76 8.549 251.00	264
RDC	RDC	Venant de N+6 Poids du plancher étage courant } Poids des éléments horizontaux : } <b>X</b> Total =	251.00 233.76 8.549 493.316	456

**Tableau 4.8 :** Choix de la sections des profilés.

Etages	NG [KN]	NQ [KN]	N <sub>sd</sub> [KN]	A <sup>cal</sup> [cm <sup>2</sup> ]	A <sup>choisi</sup> [cm <sup>2</sup> ]	Profilé
Niv+9.50	8.698	72	119.74	4.78	21.74	HEA 100
Niv+6	251.00	264	734.85	29.36	38.01	HEA 140
RDC	493.316	456	1349.97	53.99	64.34	HEA 220

➤ **Pré dimensionnement**

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{1349.97 \times 10^3 \times 1.1}{275} = 5399.90 \text{mm}^2$$

➔ On choisit un **HEA220**

**Tableau4.9 :** choisit un **HEA220**

Profilé	b (mm)	h (mm)	tf(mm)	tw(mm)	A (mm <sup>2</sup> )	i <sub>y</sub> (mm)	i <sub>z</sub> (mm)
HEA	220	210	11	7	6484	91.7	55.1

▪ **Vérification de la résistance flambement**

On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{b, rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Pour le niveau RDC de L= 6 m :

$\beta_a = 1$  (classe1)

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$\lambda_1 = 93.91 \times \varepsilon = 86.39$

– **Largeur de flambement**

$L_{fy} = L_{fz}$

$L_{fy} = 0.5 * 6 = 3(\text{encastré} - \text{encastré})$

$L_{fz} = 0.7 * 6 = 4.2(\text{encastré} - \text{articuler})$



– **Elancement maximal**

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{3 \times 10^3}{9.17 \times 10} = 32.7$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{4.2 \times 10^3}{5.51 \times 10} = 76.22$$

$\lambda_z > \lambda_y \rightarrow$  Le plan de flambement est (xoz) et l'axe de flambement y-y.

– **Elancement réduit**

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta a} = \frac{76.22}{86.39} \times 1 = 0.88 \quad 0.88 > 0.2 \rightarrow \text{Il existe un risque de flambement}$$

– **Vérification du flambement :**

$$\frac{h}{b} = 0.95 < 1.2 \quad \text{et} \quad T_f = 11 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

Donc la courbe de flambement est : **courbe b** ( $\alpha = 0.34$ )

$$\checkmark \quad \phi = 0.5 \times (1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2)) + \bar{\lambda}^2$$

$$\checkmark \quad \phi = 0.92$$

$$\checkmark \quad \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\checkmark \quad \chi = 0.84$$

$$N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.84 \times 1 \times 64.34 \times 10^2 \times 275}{1.1} = 1353.58 \text{ KN}$$

$$1343.59 \text{ KN} < 1353.58 \text{ KN}$$

**Condition vérifiée**

Dans le tableau ci-dessous on a les résultats de la vérification au flambement des poteaux.

**Tableau4.10** : les résultats de la vérification au flambement des poteaux.

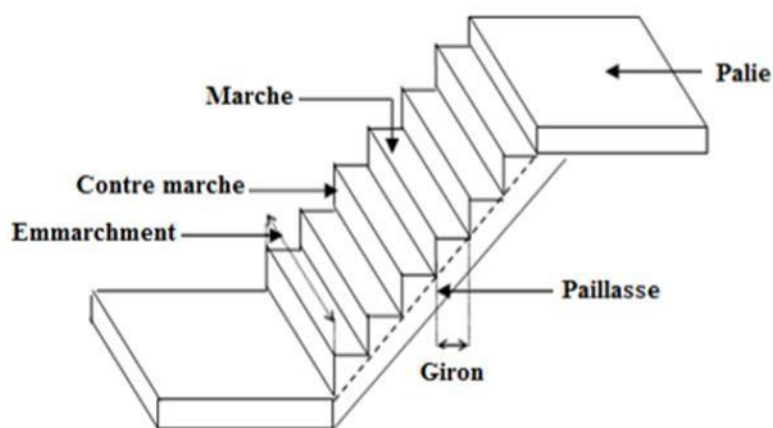
Etages	H [m]	Profilé calculé	$N_{sd}$ [KN]	$N_{b,rd}$ [KN]	Ratio
+9.50	2.5	HEA 100	119.74	225.76	0.52
+6	3.5	HEA140	734.85	947.30	0.81
RDC	6	HEA220	1349.79	1353.58	0.99

## 4.2 ESCALIER

### 4.2.1 Introduction

Un escalier est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre, il dont la largeur s'appelle l'embranchement, la largeur des marches s'appelle giron (g) et la hauteur des marches une contre marche (h). Il est composé de plusieurs éléments :

- Palier : c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier, sa fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- Palier intermédiaire : est un palier placé entre deux niveaux.
- Volée : une partie droite (ou courbe) d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- Marche : elle peut être encastré entre deux limons ou reposée sur un ou deux limons

**Figure 4.17**:escaliers

Les escaliers sont en charpente métallique : pour le dimensionnement des marches (g) et (h), on utilise la formule de **BLONDEL** :

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

Donc ;

-h varie de 14 cm à 20 cm

-g varie entre 22 cm à 30 cm

**4.2.2 La vérification de la relation de BLONDEL :**

On a  $59 \text{ cm} < (30 + 2h) < 66 \text{ cm}$  ;  $59 \text{ cm} < 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$  **vérifiée**

$14.5\text{cm} < h < 18 \text{ cm}$

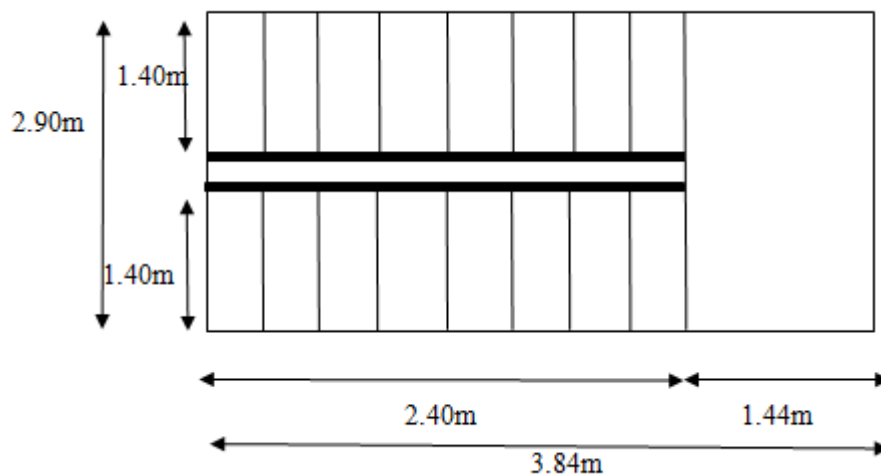
Pour  $h=17 \text{ cm}$ , on a :

➤ **Caractéristiques géométriques**

H: hauteur d'étage... ..... H=0.06cm

h: hauteur de la marche..... h=17cm

g: giron, largeur de la marche ..... g=30cm



**Figure 4. 18 :** Coupe horizontale des Escaliers

Nombre des contres marches  $n = \frac{6/2}{0.17} = 17.64$  on prend 18 contres marches.

Nombre des marches  $m = n-1 = 18-1 = 17$

Emmarchement : 1.40 m

L'inclinaison de la paillasse :  $\tan\alpha = \frac{144}{244} = 0,6$ ;  $\alpha = 30.96^\circ$

La longueur de la paillasse :  $L = \sqrt{2.40^2 + 1.44^2} = 2.79$  m

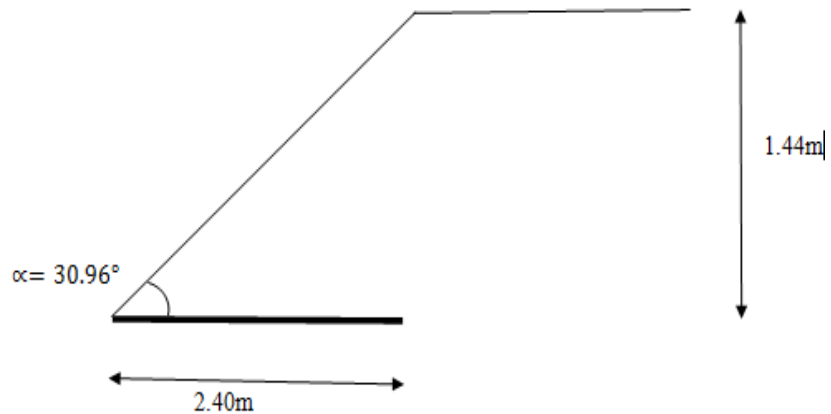


Figure 4.19 : schème représentant les dimensions de l'escalier

➤ Conception d'une marche :

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée:

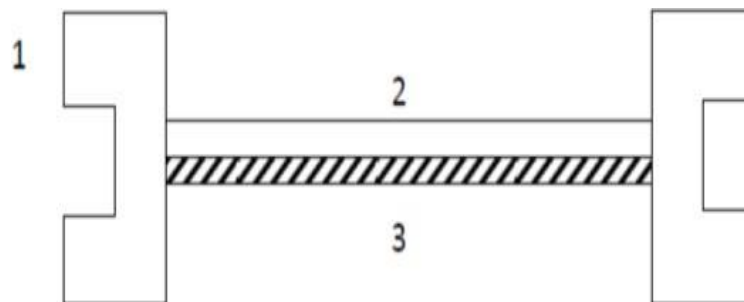


Figure 4.20: Les composantes de l'escalier.

Avec :

1 : limon UPA.

2 : la tôle.

3 : cornière.

4.2.3 Dimensionnement des cornières :

➤ Evaluation des charges :

Tableau 4.11:Évaluation des charges.

Charges permanentes	
Garde-corps	$0,02 \times 78,5 = 1.57 \text{ kN/m}^2$
Tôle(4 mm)	$0.36 \text{ kN/m}^2$
$G = 1.93 \text{ kN/m}^2$	
Charges d'exploitation	$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

✓ Chaque cornière reprend la moitié de la charge

➤ Combinaison de charge :

Tableau 4.12 : Combinaison de charge

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times g/2$	$q_s = (G + Q) \times g/2$
0.95KN/ml	0.66KN/ml

➤ Condition de la flèche :

$$f = \frac{5q_s l^4}{384EI} \leq f = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5q_s l^3}{384E}$$

AN :

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times 0.66 \times (1400^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 2.81$$

$$I \geq 2.81 \text{ cm}^4$$

→ On opte pour une cornière **L40x40x4**

**Tableau 4.13** : caractéristique mécanique du cornière L40x40x4

$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$W_{el}$ (cm <sup>3</sup> )	$G_p$ (KN/m)
4.47	1.55	0.0242

➤ **Condition de la résistance :**

$$Q_u = q_u + 1.35G_p = q_u + 1.35(0.0242)$$

$$Q_u = 0.98 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = q_s + G_p = q_s + (0.0242)$$

$$Q_s = 0.68 \text{ KN/ml}$$

$$f = \frac{5q_s l^4}{384EI} = \frac{5 \times 0.68 \times 1400^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 4.47 \times 10^4}$$

$$f = 3.62 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{1400}{250} = 5,6 \text{ mm}$$

**$f \leq f_{adm}$  Condition vérifiée**

✓ **Résistance :**

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{0.98 \times 1.40}{8} = 0,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 1.55 \times 10^3}{1,1} = 0,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{0.98 \times 1.40}{2}$$

$$V_{sd} = 0.69 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times S}{e \times I}$$

$$S = \sum A_i \times z_i$$

$$s = \frac{(40 \times 4) \times 4}{2} + \frac{(40 - 4) \times 4 \times 40}{2}$$

$$s = 3200 \text{ mm}^3$$

$$\tau = \frac{0.69 \times 3200 \times 10^3}{4 \times 4.47 \times 10^4}$$

$$\tau = 12.34$$

$$\tau' = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 158,77$$

$\tau < \tau'$                       **condition vérifiée**

**4.2.3 Dimensionnement de limon de volée :**

➤ **Evaluation des charges :**

**Tableau 4.14: Évaluation des charges.**

Charges permanentes	
<b>Garde-corps</b>	$(0.02 \times 78.5) / \cos 30.94 = 1.83 \text{ kN/m}^2$
<b>Tôle (4 mm)</b>	$0.36 / \cos 30.94 = 0.42 \text{ kN/m}^2$
<b>Poids de la cornière</b>	$2 \times (0.0242 \times 1.2) / \cos 30.94 = 0.068 \text{ kN/m}^2$
$G = 2.318 \text{ kN/m}^2$	
<b>Charges d'exploitation</b>	$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$

➤ **Combinaison de charge**

**Tableau 4.15 : Combinaison de charge**

6 ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / 2$	$q_s = (G + Q) / 2$
3.44 kN/ml	2.41 kN/ml

➤ **Condition de la flèche**

$$f = \frac{5q_s L^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{250 \times 5 \times q_s \times L^3}{(384 \times E)} = \frac{5 \times 250 \times 2.41 \times (2790)^3}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 811.31 \text{ mm}^4$$

✓ On prend un **UPN160**



Tableau 4.16 : caractéristique mécanique du profil UPN160

$I_y$ (cm <sup>4</sup> )	$W_{pl}$ (cm <sup>3</sup> )	$G_p$ (KN/m)
925	138	0.188

➤ **Vérification en tenant compte le poids propre de limon :**

$$Q_s = 2.41 + 0.188 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = 2.6 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 3.44 + 1.35 \times 0.188 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 3.69 \text{ KN/m}$$

✓ **La flèche :**

$$f = \frac{5 \times 2.6 \times (2790^4)}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 925 \times (10^4)}$$

$$f = 1.05 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f_{adm} = \frac{2790}{250}$$

$$f_{adm} = 11.16 \text{ mm}$$

$(f \leq f_{adm})$  **condition vérifiée**

✓ **Résistance :**

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{3.69 \times 2.79^2}{8} = 3.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 138 \times 10^{-6}}{1.1} = 34.5 \text{ KN.m}$$

$(M_{sd} \leq M_{plrd})$  condition vérifiée

✓ **Cisaillement :**

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 2400 - 2 \times 65 \times 10.5 + (7.5 + 2 \times 5.5)10.5$$

$$A_v = 1229.25 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{1229.25 \times 275 \times 10^{-3}}{(\sqrt{3} \times 1.1)}$$

$$V_{plrd} = 177.42 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{3.69 \times 2.79}{2}$$

$$V_{sd} = 5.15 \text{ KN}$$

**condition vérifiée**

Donc :

On opte un **UAN160** pour le limon

4.2.4 Etude de pallier :

➤ Evaluation des charges :

Tableau4.17:Évaluation des charges.

Charges permanentes	
Gofraplus55	0.13kN/m <sup>2</sup>
Poids de la dalle (e=8cm)	2kN/m <sup>2</sup>
Mortier de pose (e=2cm)	0.04kN/m <sup>2</sup>
G=2.17kN/m <sup>2</sup>	
Charges d'exploitation	Q= 2,50KN/m <sup>2</sup>

- Chargement linéaire :

$$G= 2.17 \times 2.90 = 6.29 \text{ KN/m}$$

$$Q= 2.5 \times 2.90 = 7.25 \text{ KN/m}$$

**ELS**

$$Q_s = 6.29 + 7.25 = 13.54 \text{ KN/m}$$

**ELU**

$$Q_u = 1.35 \times 6.29 + 1.5 \times 7.25 = 19.37 \text{ KN/m}$$

$$f = \frac{5Q_s \times L^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$I \geq \frac{(250 \times 5 \times Q_s \times L^3)}{384 \times E} = \frac{5 \times 250 \times 13.54 \times 2900^3 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 511.88 \text{ cm}^4$$

✓ On prend un **IPE160**

**Tableau 4.18:** caractéristique mécanique du profil IPE160

$I_y$ ( $\text{cm}^4$ )	$W_{pl}(\text{cm}^3)$	$G_p(\text{KN/m})$
869.3	123.9	0.158

➤ **Vérification en tenant compte le poids propre de la poutre :**

$$Q_s = 13.54 + 0.158$$

$$Q_s = 13.7 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 19.37 + 1.35 \times 0.158$$

$$Q_u = 19.58 \text{ KN/m}$$

✓ **La flèche :**

$$f = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 13.7 \times 2900^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 869.3 \times 10^4}$$

$$f = 6.91 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f_{adm} = \frac{2900}{250} = 11.6 \text{ mm}$$

$f < f_{adm}$  **Condition vérifiée**

✓ **Résistance :**

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{19.58 \times 2.90^2}{8} = 20.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times w_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 123.9 \times 10^{-6}}{1.1} = 30.98 \text{ KN.m}$$

$(M_{sd} \leq M_{plrd})$  **condition vérifiée**

## **CHAPITRE 5 :**

### **Etude dynamique et sismique**

**5.1 Introduction :**

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques essentiellement horizontales imposées aux fondations, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui détermine les efforts induits et leur distribution et la vérification des conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

**5.1.1 Choix de la méthode de calcul :**

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

**5.1.2 La méthode modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

**5.1.3 Analyse spectrale :**

- **Utilisation des spectres de réponse**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad (4.13)[1]$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone IIb.
- Groupe d'usage 2.
- Pourcentage d'amortissement (ξ = 5%).
- Coefficient de comportement (R = 3).
- Facteur de qualité (Q = 1,20).
- Site ferme (S3).

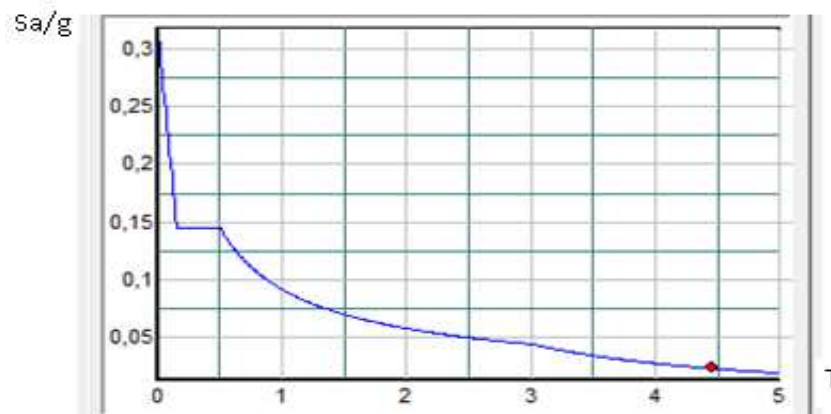


Figure 5.1 : Spectre de réponse.

- **Résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des premières vérifications préconisées par les "RPA99 version 2003" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base "V<sub>t</sub>" obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente "V" pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si V<sub>t</sub> < 0,8V, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport :

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente**

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.

\* groupe d'usage : 2  
 \* zone sismique : IIb } → A=0.20 [annex A]

- **D : Facteur d'amplification dynamique moyen:**

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.

Catégorie S3  $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \end{cases}$  [A2]



$\eta$  : Donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (4.3, [1])$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi=5$  (Tableau 4.2) donc on prend  $\eta = 1$ .

❖ **BLOC A :**

• **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon les RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min \left( T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad ; \quad T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

Dans notre cas  $h_N=13.3$  m.

$C_T$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$C_T=0.05s$  [Annexe A]

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

• **Sens transversal X-X :**

Le système de contreventement dans le sens longitudinal et de type palé triangulé en acier

d'où:  $C_T = 0,05$

$$T_X = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0,05 \times 13,3 \wedge^{\frac{3}{4}} = 0,35 \text{ s} \\ T = \frac{0,9 \times 13,3}{\sqrt{16}} = 2,99 \text{ s} \end{array} \right.$$

$T_X = 0,35$  s

$D_X = 2,5\eta = 2,5$

• **Sens longitudinal Y-Y :**

Le système de contreventement dans le sens transversal et de type portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie.

d'où:  $\gamma = 0,085$

$$T_y = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0,05 \times 13,3 \lambda^{\frac{3}{4}} = 0, s \\ T = \frac{0,9 \times 13,3}{\sqrt{60}} = 1,71 s \end{array} \right.$$

$T_x = 0,60 s$

$D_x = 2,5\eta = 2,5$

- **R : Coefficient de comportement**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) **des RPA 99 version 2003**.

On a choisi un **R= 3** (Mixte portique/palées triangulées en V).

- **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

**Tableau 5.1 : Valeurs des pénalités Pq**

Les Critters	Observe	N/observe
Conditions minimales sur les files de contreventement		0.05
Redondance en plan		0.05
Régularité en plan		0.05
Régularité en élévation	0.00	
Contrôle de la qualité des matériaux		0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.00	
		$\sum P_q = 0.20$

- $Q_{xx} = 1,20$

- $Q/yy=1,20$
- **Vérification des déplacements latéraux inter étages :**

L'une des vérifications préconisées par les *RPA99 version 2003*, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10[1], l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où :  $he$  représente la hauteur de l'étage.

Avec

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

$\Delta_K^x$  : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x

$\Delta_K^y$  : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens y-y

## 5.2 Résultats de l'analyse sismique :

### 5.2.1 Model initial :

**Tableau 5.2 :** Eléments constituant la structure.

Eléments de la structure	Profilés
Poteau	HEA 220
Poutre sablière	IPE 300
Poutre principale	IPE 500
Panne	IPE 160
Potelet	IPE 160
Lisse de bardage	UPN 120

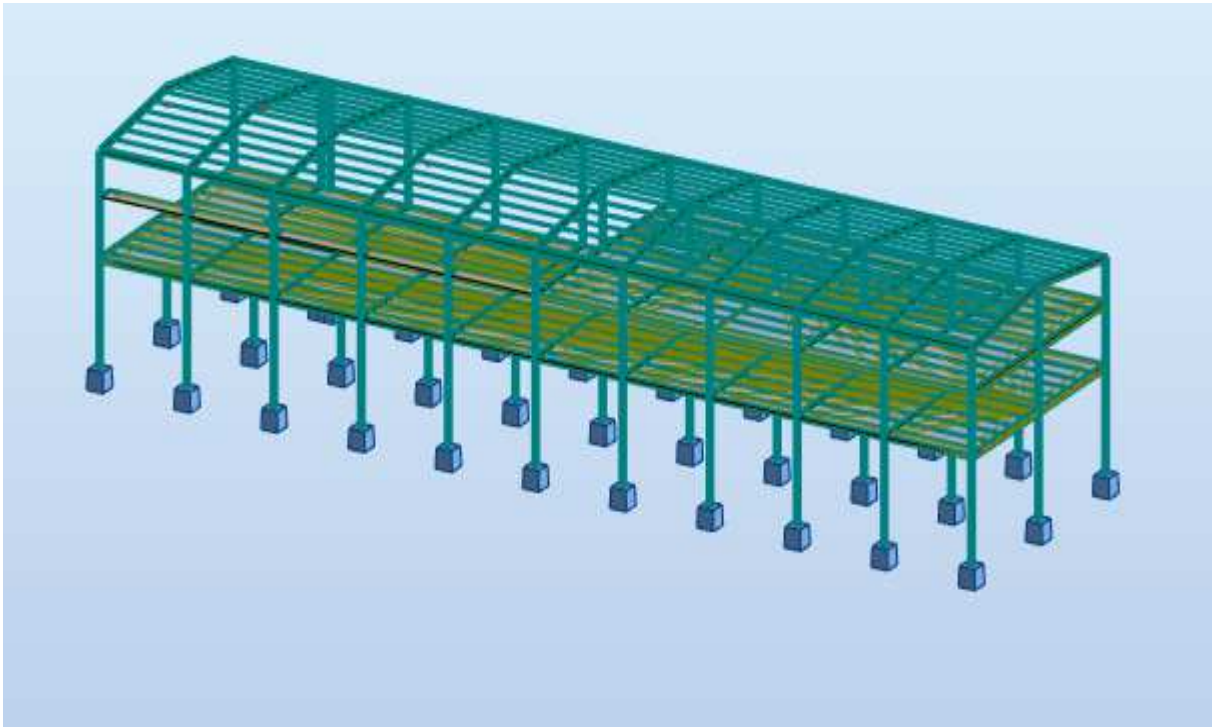


Figure 5.2 : Vu en plan de modal initial.

Tableau 5.3 : Période et facteurs de participation massique du modèle initiale.

116A196P1C 3 : Modale 1..30: CQC

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,34	0,74	0,00	88,33	0,00	0,00	88,33	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 2	1,75	0,57	0,13	91,85	0,00	0,13	3,53	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 3	2,03	0,49	93,93	91,85	0,00	93,80	0,00	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 4	3,93	0,25	93,93	91,85	4,13	0,00	0,00	4,13	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 5	3,95	0,25	93,98	91,85	4,19	0,05	0,00	0,06	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 6	3,96	0,25	94,10	91,85	5,08	0,12	0,00	0,88	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 7	3,97	0,25	94,12	91,85	5,08	0,02	0,00	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 8	4,04	0,25	94,12	98,83	5,09	0,00	6,97	0,01	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 9	4,93	0,20	94,12	98,89	5,09	0,00	0,06	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 10	5,04	0,20	94,12	98,90	5,09	0,00	0,01	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 11	5,05	0,20	94,15	98,90	5,97	0,03	0,00	0,88	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 12	5,14	0,19	94,19	98,90	6,01	0,04	0,00	0,04	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 13	5,18	0,19	94,19	98,92	6,02	0,00	0,01	0,01	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 14	5,23	0,19	94,19	98,93	6,02	0,00	0,01	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 15	5,24	0,19	94,19	98,93	6,03	0,00	0,00	0,01	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 16	5,31	0,19	94,20	99,00	6,03	0,00	0,07	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 17	5,32	0,19	94,21	99,00	6,12	0,01	0,00	0,09	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 18	5,33	0,19	94,24	99,00	6,12	0,03	0,00	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 19	5,33	0,19	94,39	99,00	6,23	0,15	0,00	0,11	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 20	5,38	0,19	97,09	99,00	6,23	2,70	0,00	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 21	5,55	0,18	97,09	99,60	6,23	0,00	0,60	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 22	5,69	0,18	99,10	99,61	6,26	2,01	0,00	0,02	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 23	5,84	0,17	99,10	99,61	6,26	0,00	0,00	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 24	5,84	0,17	99,10	99,61	6,26	0,00	0,01	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 25	5,85	0,17	99,10	99,62	6,26	0,00	0,01	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 26	5,89	0,17	99,10	99,62	6,26	0,00	0,00	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 27	6,07	0,16	99,94	99,62	6,28	0,84	0,00	0,02	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 28	6,31	0,16	99,94	99,62	6,28	0,00	0,00	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 29	6,31	0,16	99,94	99,62	6,29	0,00	0,00	0,01	1425672,46	1425672,46	1425672,46

- L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale  $T = 0.74$  s

- Le 1<sup>ère</sup> mode est un mode de translation suivant Y-Y.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode torsion.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de translation suivant X-X.

Le déplacement inter les étages non vérifiés :

**Tableau 5.4 :** Vérification déplacement inter étages sens Y.

Etage	$\Delta k$	dr $\delta k$ (cm)	hk	$\frac{\Delta k}{hk}$	Note
RDC	5.5	16.5	6	2.75	Non Vérifier
1 <sup>ère</sup>	7.8	11.5	3.5	3.285	Non Vérifier
2 <sup>ème</sup>	7.0	-2.4	2.5	-0.96	Non Vérifier

**Tableau 5.5 :** Vérification déplacement inter étages sens X.

Etage	$\delta k$ (cm)	dr $\delta k$ (cm)	hk (cm)	$\frac{\Delta k}{hk}$ (%)	Note
RDC	0.9	2.7	6	0.45	Vérifier
1 <sup>ère</sup>	1.5	1.8	3.5	0.51	Vérifier
2 <sup>ème</sup>	1.5	0	2.5	0	Vérifier

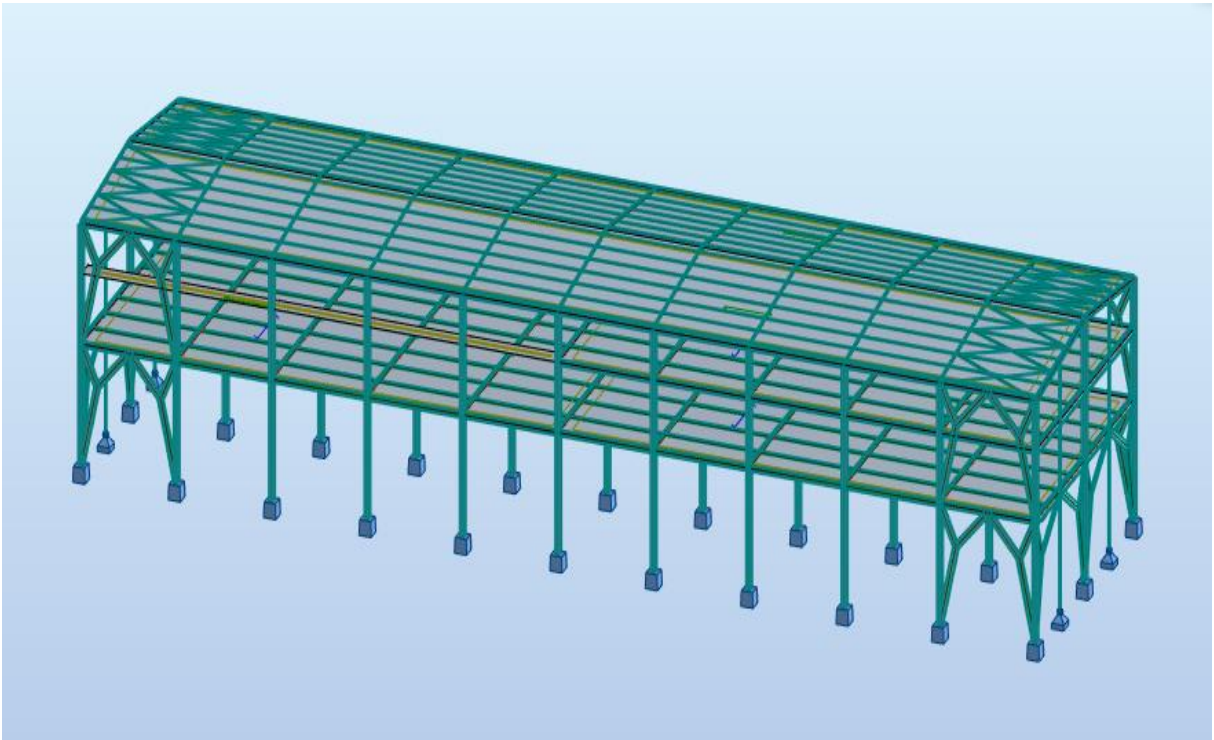
Les déplacements inter- étage sont non vérifiés.

**5.2.2 Model finale :**

**Tableau 5.6 :** Eléments constituant la structure.

Eléments de la structure	Profilés
Poteau	HEA 220
Poutre sablière	IPE 300
Poutre principale	IPE 500
Panne	IPE 160
Potelet	IPE 180
Lisse de bardage	UPN 120
Contreventements	2UPN350

### 5.2.3 Caractéristique dynamique propre du modèle retenu :



**Figure 5.3:** Modale Finale.

- **Constatations**

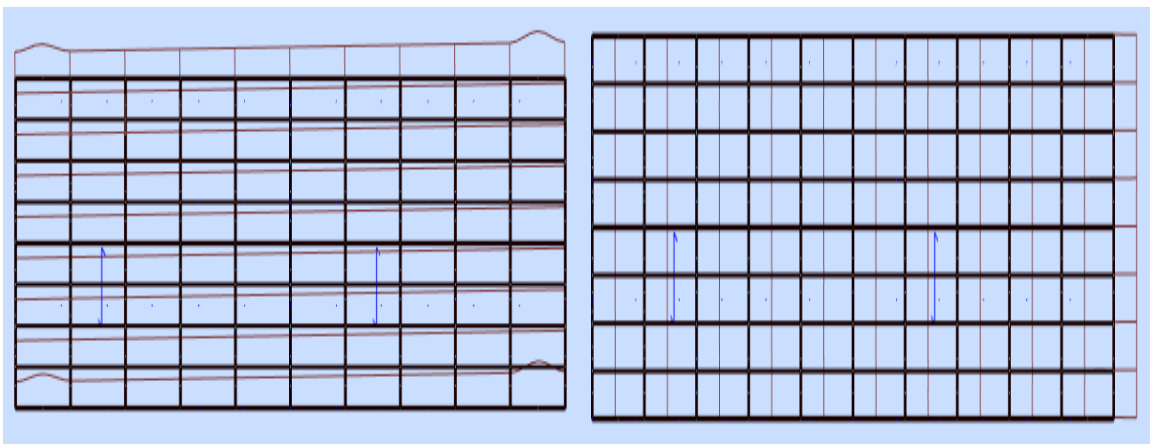
L'analyse dynamique de la structure ce conduit à :

Une période fondamentale :  $T= 0. 61$  sec.

- La participation massique dpasse le seuil des 90% à partir du 23<sup>ème</sup> mode
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation

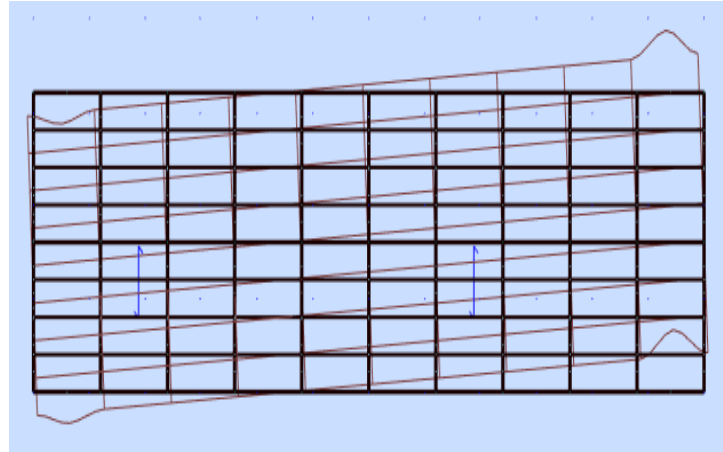
Tableau 5.7 : Valeurs des modes propres.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	1,64	0,61	0,00	75,21	0,00	0,00	75,21
3/ 2	1,85	0,54	94,78	75,22	0,00	94,78	0,01
3/ 3	2,27	0,44	94,84	77,22	0,00	0,06	2,00
3/ 4	2,95	0,34	94,85	77,22	0,73	0,00	0,00
3/ 5	3,05	0,33	94,85	77,24	0,75	0,00	0,02
3/ 6	3,14	0,32	94,85	77,24	1,32	0,00	0,00
3/ 7	3,14	0,32	94,85	77,30	1,34	0,00	0,06
3/ 8	3,25	0,31	94,85	77,31	1,34	0,00	0,00
3/ 9	3,30	0,30	94,85	77,34	1,37	0,00	0,03
3/ 10	3,32	0,30	94,85	77,43	1,37	0,00	0,09
3/ 11	3,32	0,30	94,85	77,43	1,41	0,00	0,00
3/ 12	3,37	0,30	94,85	81,72	1,41	0,00	4,29
3/ 13	3,43	0,29	94,85	81,79	1,41	0,00	0,07
3/ 14	3,46	0,29	94,85	81,79	1,41	0,00	0,00
3/ 15	3,46	0,29	94,85	81,79	1,41	0,00	0,00
3/ 16	3,47	0,29	94,85	81,79	1,45	0,00	0,00
3/ 17	3,48	0,29	94,86	81,79	1,46	0,00	0,00
3/ 18	3,51	0,28	94,86	81,79	1,46	0,00	0,00
3/ 19	3,51	0,28	94,86	81,79	1,47	0,00	0,00
3/ 20	3,88	0,26	94,86	81,79	4,89	0,00	0,00
3/ 21	3,89	0,26	94,86	81,79	4,89	0,00	0,00
3/ 22	3,90	0,26	94,86	81,79	5,00	0,00	0,00
3/ 23	3,99	0,25	94,86	99,17	5,00	0,00	17,38



Mode 1 : Translation Y-Y

Mode 2 : Translation X-X



Mode 3 : Rotation Z

Figure 5.4: Schéma des trois premiers modes.

**a. Résultantes des forces sismiques**

Calcul de D : 
$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times 1 = 2.5 \\ D_y = 2,5 \times 1 = 2.5 \end{cases}$$

• **Résultantes des forces sismiques :**

**W** : Poids de la structure, donne par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le **RPA99 version2003** avec  $(\beta=0,6)$  (**Tableau 4.5[4]**).

**W =14051.23kN** (calcul automatique)

$$V_{stq.} \begin{cases} x = \frac{0,20 \times 2,5 \times 1,2 \times 14051.23}{3} = 2810.25\text{KN} & \text{====>} 0,8 V_{stq.}^x = 2248.2\text{KN} \\ y = \frac{0,20 \times 2,5 \times 1,2 \times 14051.23}{3} = 2810.25\text{KN} & \text{====>} 0,8 V_{stq.}^y = 2248.2\text{KN} \end{cases}$$

D'après le fichier des résultats de **ROBOT** on a :

$V_{t_x} = 2640.71 \text{ kN} > 0,8V_x$

$V_{t_y} = 2028.70 \text{ kN} > 0,8V_y$

• en calcule :

-  $0,8V_x/V_{t_x} = 0.36$

-  $0,8V_y/V_{t_y} = 1.11$

$V_{t_x} = 2640.71 > 0,8V_x = 2248.2 \text{ KN}$

$V_{t_y} = 3560.36 > 0,8V_x = 2248.2 \text{ KN}$



**b. Vérification des déplacements inter étage**

**Tableau 5.8:** Vérification déplacement inter étages sens X

Etage	$\delta k$	dr $\delta k$ (cm)	hk	$\frac{\Delta k}{hk}$	Note
RDC	1.1	3.3	6	0.55	Vérifier
1 <sup>ère</sup>	1.7	1.8	3.5	0.51	Vérifier
2 <sup>ème</sup>	1.7	0	2.5	0	Vérifier

**Tableau 5.9 :** Vérification déplacement inter étages sens Y.

Etage	$\delta k$ (cm)	dr $\delta k$ (cm)	hk	$\frac{\Delta k}{hk}$ (%)	Note
RDC	0.7	2.1	6	0.35	Vérifier
1 <sup>ère</sup>	1.8	3.3	3.5	0.94	Vérifier
2 <sup>ème</sup>	2.5	2.1	2.5	0.84	Vérifier

Les déplacements inter- étage sont non vérifiés.

**Justification vis-à-vis de l'effet P-delta-(les effets du second ordre) :**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [1]}$$

Avec :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k'.

**Tableau 5.10** : Vérification de l'effet du 2° ordre (ou effet P-Δ).

Etage	P <sub>k</sub> [KN]	Δ <sub>k</sub>		V <sub>k</sub>		h <sub>k</sub> [m]	Θ <sub>k</sub>		Obs < 0,1
		Sens x	Sens y	Sens x	Sens y		Sens x	Sens y	
RDC	14051.2	33	21	2640.69	2373.57	6	0,029	0,021	OK
1 <sup>ère</sup>	5790.50	18	33	1516.19	1648.59	3.5	0,019	0,033	OK
2 <sup>ème</sup>	1203.94	0	21	581.60	758.67	2.5	0,000	0,013	OK

**c. Justification du choix du coefficient de comportement « R »**

Suivant l'article 3.4.10, dans le cas des ossatures avec contreventement mixtes (portique + palées) la structure doit satisfaire les deux conditions suivantes :

- au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques

Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

- Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les CV

L'effort normal total à la base de la structure : **P Tot = 16796.27 kN.**

L'effort normal à la base repris par les CV : **P cv = 3000.67 kN.**

$$\frac{P_{cv}}{P_{tot}} = 17.8\%$$

- Pourcentage des sollicitations dues aux charges horizontales reprises par les portiques et les CV

- **Etant donné que :**

Les contreventements reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Le choix du coefficient de comportement global de la structure (R=3) est justifié

❖ **BLOC B :**

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon les RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min \left( T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad ; \quad T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

Dans notre cas  $h_N=13.3$  m.

$C_T$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$C_T=0.05$ s [Annexe A]

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

- **Sens transversal X-X :**

Le système de contreventement dans le sens longitudinal et de type palé triangulé en acier

d'où:  $CT = 0,05$

$$T_X = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0,05 \times 13,3 \wedge^{\frac{3}{4}} = 0,35 \text{ s} \\ T = \frac{0,9 \times 13,3}{\sqrt{16}} = 2,99 \text{ s} \end{array} \right.$$

$T_X = 0,35$  s

$D_X = 2,5\eta = 2,5$

- **Sens longitudinal Y-Y :**

Le système de contreventement dans le sens transversal et de type portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie.

d'où:  $= 0,05$

$$T_Y = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0,05 \times 13,3 \wedge^{\frac{3}{4}} = 0,35 \text{ s} \\ T = \frac{0,9 \times 13,3}{\sqrt{54}} = 1,63 \text{ s} \end{array} \right.$$

$T_X = 0,35$  s

$D_X = 2,5\eta = 2,5$

- **R : Coefficient de comportement**

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du

système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) des RPA 99 version 2003.

On a choisi un  $R= 3$ .

- **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

**Tableau 5.11 :** Valeurs des pénalités  $P_q$

Les Critters	Observe	N/observe
Conditions minimales les files de contreventement	0	
Redondance en plan	0	
Régularité en plan		0.05
Régularité en élévation		0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	
Contrôle de la qualité de l'exécution		0.10
		$\sum P_q=0.20$

- $Q /xx=1,20$
- $Q /yy=1,20$
- **Vérification des déplacements latéraux inter étages :**

L'une des vérifications préconisées par les *RPA99 version 2003*, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10[1], l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où :  $he$  représente la hauteur de l'étage.

Avec

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

$\Delta_K^x$  : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x

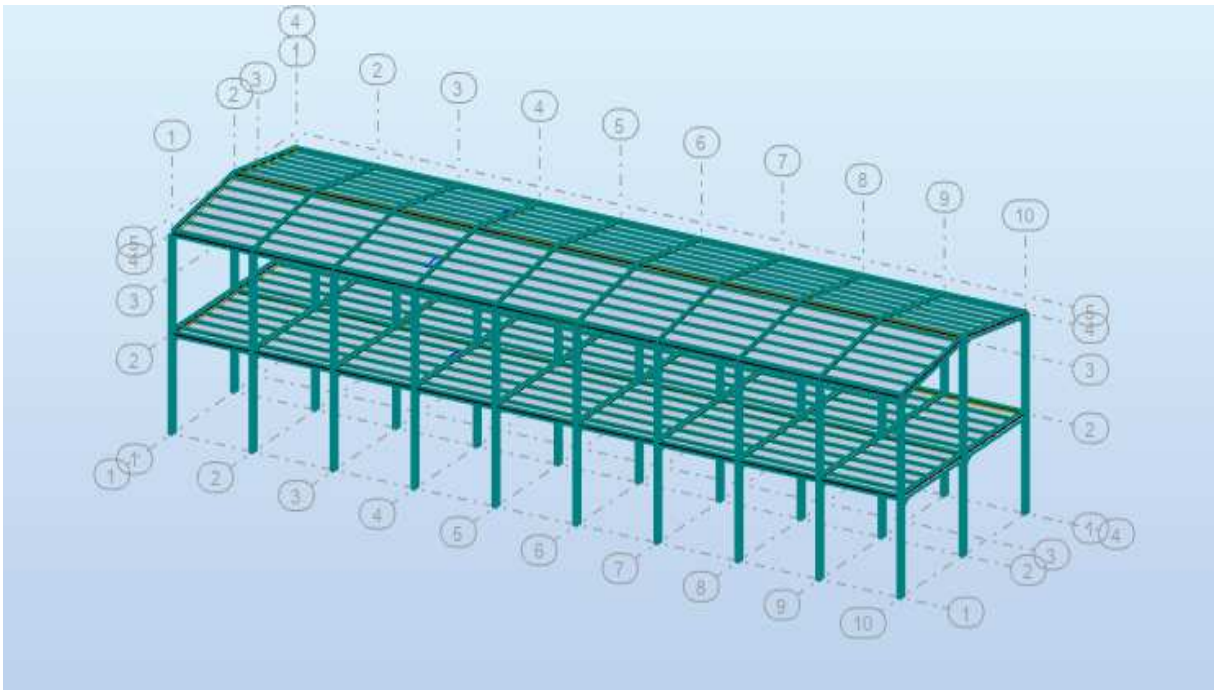
$\Delta_K^y$  : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens y-y

**5.3 Résultats de l'analyse sismique :**

**5.3.1. Model initial :**

**Tableau 5.12 :** Eléments constituant la structure.

Eléments de la structure	Profilés
Poteau	HEA 220
Poutre sablière	IPE 300
Poutre principale	IPE 500
Panne	IPE 160
Potelet	IPE 180
Lisse de bardage	UPN 120



**Figure 5.5 :** Vu en plan de modal initial.

**Tableau 5.13** : Période et facteurs de participation massique du modèle initiale.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,34	0,74	0,00	88,33	0,00	0,00	88,33	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 2	1,75	0,57	0,13	91,85	0,00	0,13	3,53	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 3	2,03	0,49	93,93	91,85	0,00	93,80	0,00	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 4	3,93	0,25	93,93	91,85	4,13	0,00	0,00	4,13	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 5	3,95	0,25	93,98	91,85	4,19	0,05	0,00	0,06	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 6	3,96	0,25	94,10	91,85	5,08	0,12	0,00	0,88	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 7	3,97	0,25	94,12	91,85	5,08	0,02	0,00	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 8	4,04	0,25	94,12	98,83	5,09	0,00	6,97	0,01	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 9	4,93	0,20	94,12	98,89	5,09	0,00	0,06	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 10	5,04	0,20	94,12	98,90	5,09	0,00	0,01	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 11	5,05	0,20	94,15	98,90	5,97	0,03	0,00	0,88	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 12	5,14	0,19	94,19	98,90	6,01	0,04	0,00	0,04	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 13	5,18	0,19	94,19	98,92	6,02	0,00	0,01	0,01	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 14	5,23	0,19	94,19	98,93	6,02	0,00	0,01	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 15	5,24	0,19	94,19	98,93	6,03	0,00	0,00	0,01	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 16	5,31	0,19	94,20	99,00	6,03	0,00	0,07	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 17	5,32	0,19	94,21	99,00	6,12	0,01	0,00	0,09	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 18	5,33	0,19	94,24	99,00	6,12	0,03	0,00	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 19	5,33	0,19	94,39	99,00	6,23	0,15	0,00	0,11	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 20	5,38	0,19	97,09	99,00	6,23	2,70	0,00	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 21	5,55	0,18	97,09	99,60	6,23	0,00	0,80	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 22	5,69	0,18	99,10	99,61	6,26	2,01	0,00	0,02	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 23	5,84	0,17	99,10	99,61	6,26	0,00	0,00	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 24	5,84	0,17	99,10	99,61	6,26	0,00	0,01	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 25	5,85	0,17	99,10	99,62	6,26	0,00	0,01	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 26	5,89	0,17	99,10	99,62	6,26	0,00	0,00	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 27	6,07	0,16	99,94	99,62	6,28	0,84	0,00	0,02	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 28	6,31	0,16	99,94	99,62	6,28	0,00	0,00	0,00	1425672,46	1425672,46	1425672,46
3/ 29	6,31	0,16	99,94	99,62	6,29	0,00	0,00	0,01	1425672,46	1425672,46	1425672,46

- L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale T= 1.40 s

- Le 1<sup>ère</sup> mode est un mode de translation suivant X-X.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode torsion.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de translation suivant Y-Y.

Le déplacement inter les étages non vérifiés :

**Tableau 5.14** : Vérification déplacement inter étages sens Y.

Etage	$\Delta k$	dr $\delta k$ (cm)	hk	$\frac{\Delta k}{hk}$	Note
RDC	1.1	3.30	6	0.55	Vérifier
1 <sup>ère</sup>	2.2	3.00	6	0.5	Vérifier

**Tableau 5.15** : Vérification déplacement inter étages sens X.

Etage	$\delta k$ (cm)	dr $\delta k$ (cm)	hk (cm)	$\frac{\Delta k}{hk}$ (%)	Note
RDC	3.7	11.1	6	1.85	Non Vérifier
1 <sup>ère</sup>	6.9	6.4	6	1.066	Non Vérifier

Les déplacements inter- étage sont non vérifiés.

5.3.2 Model finale :

Tableau5.16 : Eléments constituant la structure.

Eléments de la structure	Profilés
Poteau	HEA 300
Poutre sablière	IPE 300
Poutre principale	IPE 500
Panne	IPE 160
Potelet	IPE 160
Lisse de bardage	UPN 120
Contreventements X et Y	2UPN280

5.3.3 Caractéristique dynamique propre du modele retenu :

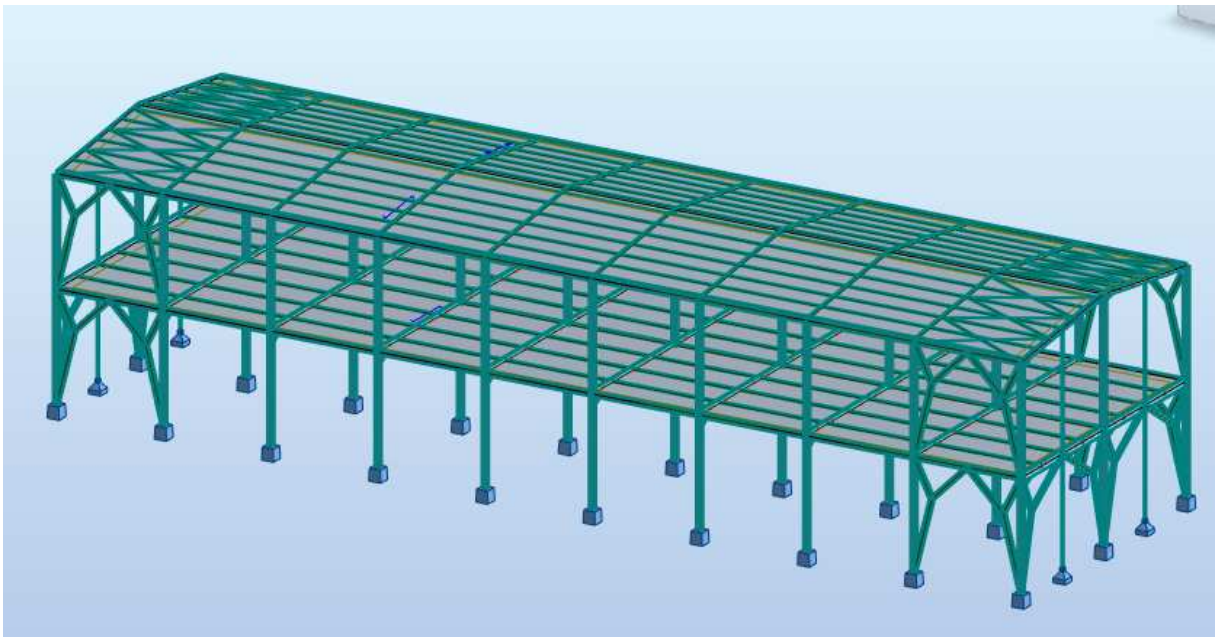


Figure 5.6: Modale Finale.

- **Constatations**

L'analyse dynamique de la structure ce conduit à :

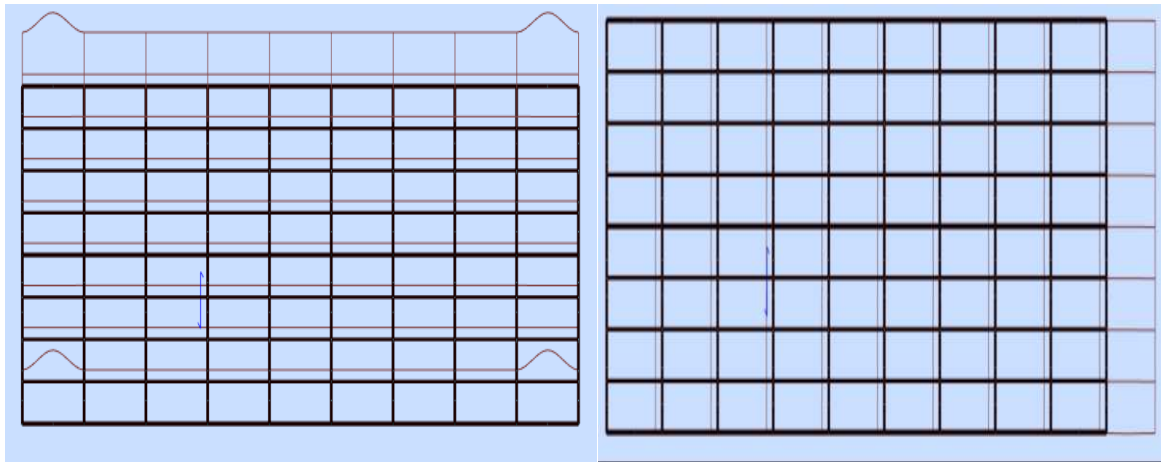
Une période fondamentale :  $T= 0. 56$  sec.

- La participation massique dpasse le seuil des 90% à partir du 16<sup>ème</sup> mode
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation

**Tableau. 5.17:**Valeurs des modes propres.

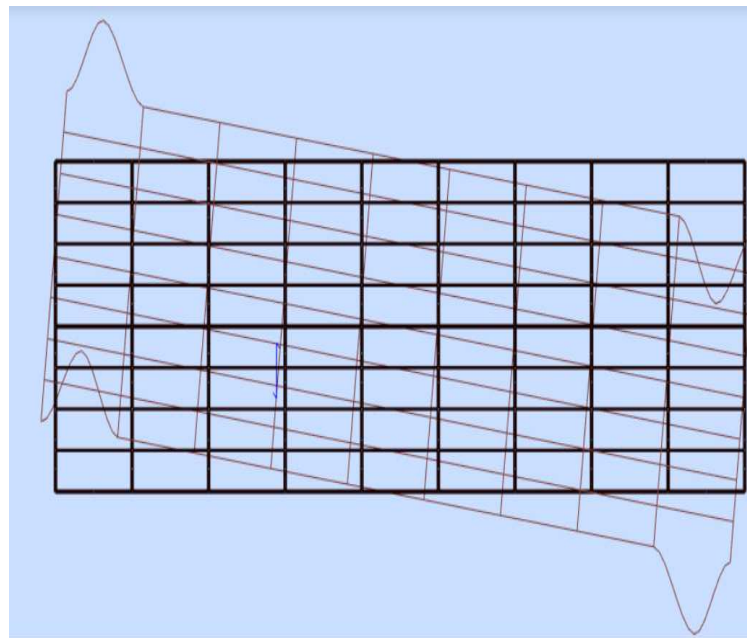
Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	1,78	0,56	0,00	61,74	0,00	0,00	61,74	0,00
3/ 2	2,09	0,48	97,38	61,74	0,00	97,38	0,00	0,00
3/ 3	2,59	0,39	97,41	61,74	0,00	0,02	0,00	0,00
3/ 4	3,17	0,31	97,41	83,23	0,00	0,00	21,49	0,00
3/ 5	3,20	0,31	97,41	83,23	0,77	0,00	0,00	0,77
3/ 6	3,21	0,31	97,41	87,98	0,77	0,00	4,75	0,00
3/ 7	3,27	0,31	97,41	88,19	1,35	0,00	0,20	0,58
3/ 8	3,28	0,30	97,41	88,57	1,58	0,00	0,38	0,23
3/ 9	3,43	0,29	97,41	88,57	1,58	0,00	0,00	0,00
3/ 10	3,47	0,29	97,41	88,57	1,58	0,00	0,00	0,00
3/ 11	3,47	0,29	97,41	88,57	1,58	0,00	0,00	0,00
3/ 12	3,50	0,29	97,41	88,57	1,60	0,00	0,00	0,02
3/ 13	3,51	0,29	97,41	88,57	1,60	0,00	0,00	0,00
3/ 14	3,51	0,28	97,41	88,57	1,60	0,00	0,00	0,00
3/ 15	3,51	0,28	97,41	88,58	1,61	0,00	0,00	0,00
3/ 16	3,64	0,27	97,41	99,81	1,61	0,00	11,24	0,00





Mode 1 : Translation Y-Y

Mode 2 : Translation X-X



Mode 3 : Rotation Z

**Figure 5.7:** Schéma des trois premiers modes.

**Résultantes des forces sismiques**

Calcul de D :

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times 1 = 2.5 \\ D_y = 2,5 \times 1 = 2.5 \end{cases}$$

- **Résultantes des forces sismiques :**

**W :** Poids de la structure, donne par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le **RPA99 version2003** avec  $(\beta=0,6)$  (**Tableau 4.5[4]**).

**W = 9164.21 kN** (calcul automatique)

$$\left\{ \begin{aligned} V_{stq. x} &= \frac{0,20 \times 2,5 \times 1,2 \times 9164,21}{3} = 1832,84 \text{KN} & \text{====>} 0,8 V_{stq. x} &= 1466,27 \text{KN} \\ V_{stq. y} &= \frac{0,20 \times 2,5 \times 1,2 \times 9164,21}{3} = 1832,84 \text{KN} & \text{====>} 0,8 V_{stq. y} &= 1466,27 \text{KN} \end{aligned} \right.$$

D'après le fichier des résultats de **ROBOT** on a :

$$V_{t_x} = 1874,22 \text{ kN} > 0,8V_x$$

$$V_{t_y} = 1270,97 \text{ kN} < 0,8V_y$$

- en calcule :
- $0,8V_x/V_{t_x} = \mathbf{0.78}$
- $0,8V_y/V_{t_y} = \mathbf{1.15}$ 
  - $V_{t_x} = \mathbf{7151,24} > 0,8V_x = 1466,27 \text{ KN}$
  - $V_{t_y} = \mathbf{1474.} > 0,8V_x = 1466,27 \text{ KN}$

Le déplacement inter les étages vérifiés :

**Tableau 5.18:** Vérification déplacement inter étages sens X.

Etage	$\Delta k$	dr $\delta k$ (cm)	hk	$\frac{\Delta k}{hk}$	Note
RDC	0.8	2.4	6	0.40	Vérifier
1 <sup>ère</sup>	1.1	0.9	6	0.1	Vérifier

**Tableau 5.19:** Vérification déplacement inter étages sens Y.

Etage	$\delta k$ (cm)	dr $\delta k$ (cm)	hk (cm)	$\frac{\Delta k}{hk}$ (%)	Note
RDC	0.7	2.1	6	0.35	Vérifier
1 <sup>ère</sup>	2.6	5.7	6	0.95	Vérifier

Les déplacements inter-étage sont vérifiés.

**Justification vis-à-vis de l'effet P-delta- (les effets du second ordre) :**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du 2° ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [1]}$$

Avec :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

K

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

$h_k$  : Hauteur d'étage 'k'.

**Tableau 5.20** : Vérification de l'effet du 2° ordre (ou effet P-Δ).

Etage	P <sub>k</sub> [KN]	Δ <sub>K</sub>		V <sub>K</sub>		h <sub>k</sub> [m]	Θ <sub>k</sub>		Obs < 0,1
		Sens x	Sens y	Sens x	Sens y		Sens x	Sens y	
RDC	9194.30	24	21	1859.77	1478.19	6	0,019	0,021	OK
1 <sup>ère</sup>	1547.76	6	57	600.28	763.17	6	0,002	0,019	OK

• **Justification du choix du coefficient de comportement « R » :**

Suivant l'article 3.4.10, dans le cas des ossatures avec contreventement mixtes (portique + palées) la structure doit satisfaire les deux conditions suivantes :

- au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques

Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

- Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les CV

L'effort normal total à la base de la structure : **P Tot = 10925.21 kN.**

L'effort normal à la base repris par les CV : **P cv = 2580.67 kN.**

$$\frac{P_{cv}}{P_{tot}} = 2.36\%$$

- Pourcentage des sollicitations dues aux charges horizontales reprises par les portiques et les CV

• **Etant donné que :**

Les contreventements reprennent moins de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Le choix du coefficient de comportement global de la structure ( $R=3$ ) est justifié.

### **5.5. Justification de la largeur des joints sismiques :**

$d_{\min}$ : Largeur minimale d'un joint sismique

La disposition des joints sismiques peut coïncider avec les joints de dilatation ou de rupture. Ils doivent assurer l'indépendance complète des blocs qu'ils délimitent et empêcher leur entrechoquement.

En cas de sol de fondation homogène, il n'est pas nécessaire de les poursuivre en fondation.

Les joints doivent être plans, sans décrochement et débarrassés de tout matériau ou corps étranger.

Ils sont disposés de façon :

- A limiter des longueurs de bâtiments trop importantes
- A séparer les blocs de bâtiments ou ouvrages accolés de géométrie et /ou de rigidités et de masses inégales.
- A simplifier les formes en plan de bâtiments présentant des configurations complexes (forme en T, U, L, H,...).

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{\min}$  satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \geq 40\text{mm}.$$

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (21 + 24) = 45$$

Donc on adopte le  $d = 45 \text{ mm} = 0,45 \text{ cm}$

Avec  $\delta_1$  et  $\delta_2$ : déplacements maximaux des deux blocs, calculé au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

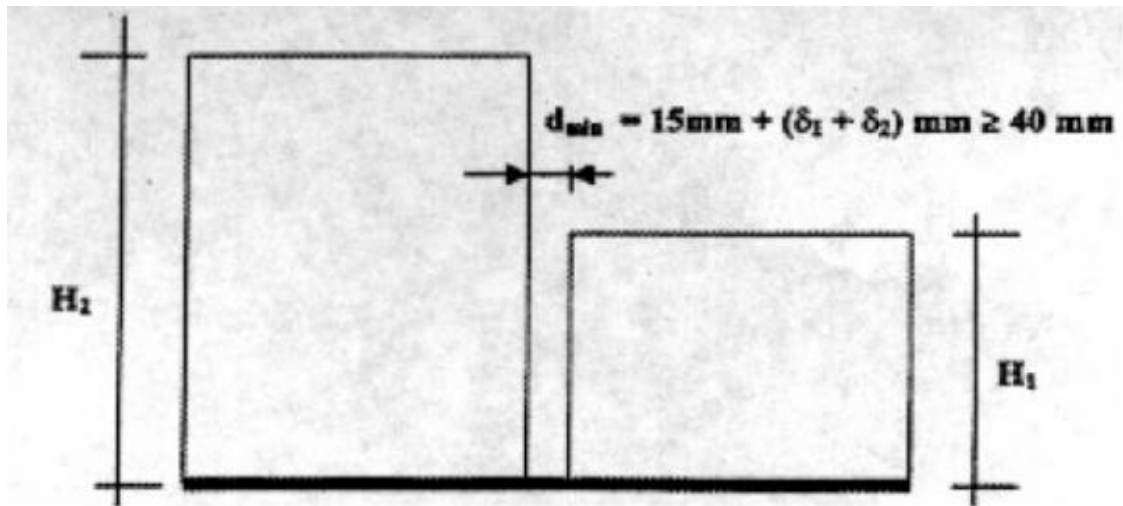


Figure 5.7 : Largeur minimum du joint sismique

## **CHAPITRE 6 :**

### **Vérification des éléments résistants**

### 6.1 Introduction :

Le calcul d'une structure exige que, sous toutes les combinaisons d'actions possibles, définies par les règlements, la stabilité statique doit être assurée

- Tant globalement au niveau de la structure
- Qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les sollicitations développer dans les éléments à cause des actions qui leur sont soumis, génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations de l'élément.

Afin de garantir le degré de sécurité souhaité, il faut vérifier que les contraintes et les déformations restent en dessous des limites admissibles.

Les grandes déformations affectent les zones comprimées des pièces, qui peuvent présenter trois types de comportements caractéristiques, appelé phénomène d'instabilités, qui sont:

- Le flambement, qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement composé) qui est très dangereux
- Le déversement, qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies
- Le voilement, qui affecte les âmes des pièces fléchies.

L'étude des phénomènes d'instabilité élastique est très importante en construction métallique, car ils sont très fréquents du fait de l'utilisation d'éléments minces et de grand élancement.

Dans ce chapitre, nous allons procéder aux vérifications de ses phénomènes d'instabilité conformément aux réglementations en vigueur, à savoir [5] .

### 6.2 Vérification des poteaux :

#### 6.2.1 Vérification des poteaux vis-à-vis le flambement :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissant  $M_y$  et  $M_z$ . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

- Cas 1 : Une compression maximale, un moment My.sd et Mz.sd correspondant.
- Cas 2 : Un moment My.sd maximal, une compression Nsd et Mz.sd correspondant.
- Cas 3 : Un moment Mz.sd maximal, une compression Nsd et My.sd correspondant.

**6.2.1.1 Les étapes de vérification du flambement :**

Les éléments sollicités en compression axiale doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{sd,y}}{W_{ply,rd}} + \frac{K_z M_{sd,z}}{W_{plz,rd}} \leq 1 \dots\dots\dots \text{classe 1.}$$

$\eta_1, \eta_2$  : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

❖ **Bloc A et B :**

Après plusieurs essais et vérification sur le logiciel ROBOT, le profilé HEA400 résiste aux sollicitations qui lui sont appliquées.

**Poteau HEA300 :**

Combinaison G+Q+Ex

**a-Premièrement :**

$$\text{HEA 300} \left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = 2644.45 \text{ KN} \\ M_{sd y} = 325.07 \text{ KN.m} \\ M_{sd z} = 150.67 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



Tableau 6.1 : Caractéristiques du profilé HEA300.

Section	Dimensions				Caractéristiques		
S cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>
112.5	290	300	14	8.5	18260	6310	1383

W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>ely</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
641.2	1260	12.74	7.49

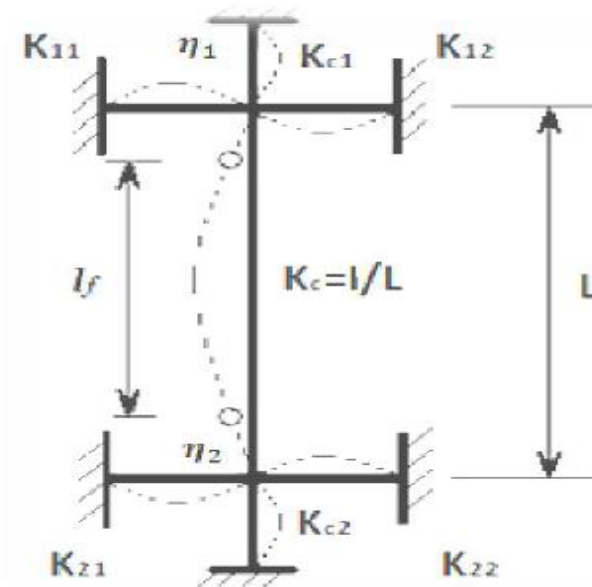


Figure 6.1: Facteurs de distribution de rigidité.

$$\eta_1 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}} \quad [5]$$

$$n_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

Avec :

$K_{poteaux}$  : sont les rigidités des poteaux =  $I / H$

$K_{poutres}$  : rigidité des poutres =  $I / L$

**Sens Y-Y**

$$K_C = \frac{18260 \times 10^4}{6000} = 30433.33 \text{ mm}^3$$

$$K_{C1} = \frac{18260 \times 10^4}{6000} = 30433.33 \text{ mm}^3$$

$$K_{12} = \frac{48200 \times 10^4}{8000} = 60250 \text{ mm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{30433.33 \times 2}{(30433.33 \times 2) + (60250 \times 2)} = 0.33$$

$\eta_2 = 0$  (encastrement)

$$\checkmark \frac{l_f}{l_0} = \left[ \frac{1 + 0.145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0.265 \times \eta_1 \times \eta_2}{2 - 0.364 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0.247 \times \eta_1 \times \eta_2} \right]$$

$$\frac{l_f}{l_0} = \left[ \frac{1 + 0.145 \times (0.33 + 0)}{2 - 0.364 \times (0.33 + 0)} \right]$$

$$l_f = \left[ \frac{1.05}{1.88} \right] \times 6$$

$$L_{fy} = 3169 \text{ mm}$$

**Sens Z-Z :**

$$K_C = \frac{6310 \times 10^4}{6000} = 10516.66 \text{ mm}^3$$

$$K_C = \frac{6310 \times 10^4}{6000} = 10516.66 \text{ mm}^3$$

$$K_{12} = \frac{2142 \times 10^4}{8000} = 26775 \text{ mm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{10516.66 \times 2}{(10516.66 \times 2) + (26775 \times 2)} = 0.16$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastrement)}$$

$$\frac{l_f}{l_0} = \left[ \frac{1+0.145 \times (0.16+0)}{2-0.364 \times (0.16+0)} \right]$$

$$l_f = \left[ \frac{1.05}{1.94} \right] \times 6$$

$$L_{fz} = 3154 \text{ mm}$$

**Calcul de  $\chi_{\min}$  :**

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{3169}{127.4} = 20.40$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{3154}{74.9} = 43.84$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{Ou} \quad \beta_A = 1 \text{ section de classe (I)}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86.81} = 0.18 \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{86.81} = 0.37$$

$\bar{\lambda}_y < 0.2$  Pas de risque de flambement.

$\bar{\lambda}_z > 0.2$  Il ya risque de flambement en plan z - z .

**Flambement :**

$$\Phi_y = 0,5 \times \left[ 1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] \quad \Phi_z = 0,5 \times \left[ 1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\Phi_y = 0.51 \Phi_z = 0.597$$

Avec : Courbe de flambement (Z-Z) b  $\Rightarrow \alpha = 0,49$  [Annex A]

Courbe de flambement (Y-Y) a  $\Rightarrow \alpha = 0,34$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 1.02 \quad \chi_z = 0.93$$

$$\chi_{\min} = \text{Min} (1.02 ; 0.93) \Rightarrow \chi_{\min} = 0.93$$

Calcul de  $K_y$  et  $K_z$  :

$$\beta_{M\phi y} = 1.8 - 0.7 \cdot \phi \text{ Avec } \phi = \frac{M_{min}}{M_{max}}$$

$$\phi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = 0.52 \dots \dots \dots B_{m y} = 1.44$$

$$\phi = \frac{M_{min}}{M_{max}} = 0.3 \dots \dots \dots B_{m z} = 1.59$$

$$K = 1 - \frac{\mu \cdot N_{sd}}{\chi \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1.5 \quad \text{Avec } \mu = \bar{\lambda}_l \cdot (2 \cdot \beta_M - 4) + \left( \frac{W_{pl} - w_{el}}{w_{el}} \right) \leq 0.9$$

$$\mu_y = -0.69 < 0,90$$

$$\mu_z = -0.79 < 0,90$$

$$k_y = 0.94 < 1,5 \quad k_z = 0.92 < 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\delta_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{ysd}}{W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{zsd}}{W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} = 0.67 \leq 1 \quad [3]$$

Condition vérifiée.

**6.3 Vérification des poutres :**

❖ **Bloc A :**

**6.3.1 Poutre principale :**

Vérification de poutre IPE500.

D’après le Logiciel ROBOT, on prend la valeur G+Q+EX

Le moment et l’effort tranchant sollicitant ont pour valeurs

$$M_{sd} = -511.72 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 291.04 \text{ KN}$$

**a) Vérification de la résistance :**

On doit vérifier que  $M_{sd} < M_{pld}$

$$R_{Béton} = 0.57 f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{Béton} = (14.25 \times 2000 \times 95) \times 10^{-3} = 2707.5 \text{ kN}$$

$$R_{Acier} = 0,95 \times f_y \times A_a \quad \text{avec } A_a = 11550 \text{ mm}^2$$

$$R_{Acier} = (0,95 \times 275 \times 11550) \times 10^{-3} = 3017.43 \text{ KN}$$

$$R_{Béton} < R_{Acier}$$

$$h_w = h_a - 2r - 2t_f = 500 - (2 \times 21) - (2 \times 16) = 426 \text{ mm}$$

$$R_w = [(426 \times 10.2) \times 275] \times 10^{-3} = 1194.93 \text{ KN}$$

$$R_{Béton} > R_w$$

L’axe neutre se trouve dans la semelle supérieure du profilé, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_a \times \left(\frac{ha}{2}\right) + R_b \times \left(\frac{hc}{2} + hp\right)$$

$$M_{pl,rd} = 3017.43 \times \left(\frac{500}{2}\right) + 2707.5 \times \left(\frac{95}{2} + 55\right) = 1031.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 511.72 \text{ kN.m} < M_{pld} = 1031.87 \text{ m} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

**b) Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que  $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{plrd} = 807.26 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 291.04 < V_{plrd} = 807.26 \text{ kN} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

**c) Vérification de l'interaction de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = 291.04 \text{ KN} < 0,5V_{plrd} = 403.63 \text{ KN} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

❖ **Bloc B :**

**6.3.2 Poutre principale :**

Vérification de poutre IPE500.

D'après le Logiciel ROBOT, on prend la valeur G+Q+EX

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs

$$M_{sd} = -548.78 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 277.77 \text{ KN}$$

**a) Vérification de la résistance :**

On doit vérifier que  $M_{sd} < M_{pld}$

$$R_{\text{Béton}} = 0.57f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times hc \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = (14.25 \times 2000 \times 95) \times 10^{-3} = 2707.5 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a \quad \text{avec} \quad A_a = 11550 \text{ mm}^2$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 275 \times 11550) \times 10^{-3} = 3017.43 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} < R_{\text{Acier}}$$

$$h_w = ha - 2r - 2t_f = 500 - (2 \times 21) - (2 \times 16) = 426 \text{ mm}$$

$$R_w = [(426 \times 10.2) \times 275] \times 10^{-3} = 1194.93 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_w$$

L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure du profilé, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_a \times \left(\frac{ha}{2}\right) + R_b \times \left(\frac{hc}{2} + hp\right)$$

$$M_{pl,rd} = 3017.43 \times \left(\frac{500}{2}\right) + 2707.5 \times \left(\frac{95}{2} + 55\right) = 1031.87 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 548.78 \text{ kN.m} < M_{pld} = 1031.87 \text{ kN.m}$  La condition est vérifiée.

**b) Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que  $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$V_{pl,rd} = 807.26 \text{ kN}$

$V_{sd} = 277.77 < V_{pl,rd} = 807.26 \text{ kN}$  La condition est vérifiée

**c) Vérification de l'interaction de l'effort tranchant :**

$V_{sd} = 277.77 \text{ kN} < 0,5V_{pl,rd} = 403.63 \text{ kN}$  La condition est vérifiée

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

**6.4 Dimensionnement des contreventements :**

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$G + Q + 1,25E_x$  :

❖ **Bloc A :**

**6.4.1 Vérification de système de contreventements :**

Les types des palées triangulées utilisés dans cette étude et qui sont autorisées par le règlement parasismique algérien RPA99/2003 sont :

- **Les palées en Y (v) :** dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. la résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendue et des barres comprimées.

Le comportement dissipatif global de ce type de palée est de moindre efficacité

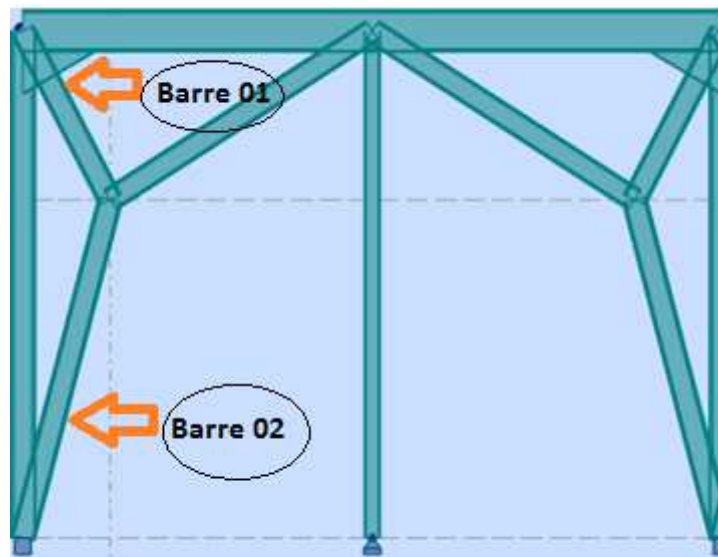


Figure 6.2: Contreventement en V(bloc A)

❖ Dans la Direction X et Y

Le profilé choisit 2UPN 350

• Contreventement en forme Y

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$$G+Q+1.25E_x : N_{sd} = 1247.59KN.$$

$$G+Q+1.25E_y : N_{sd} = 1107.63KN.$$

6.4.1.1 Vérifications à la traction simple

Il faut vérifier que :  $N_{sd} \leq N_{pl,rd}$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 7730 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 3865 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1247.59 \text{ KN} < N_{pl,Rd} = 3865 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$N_{sd} = 1107.63KN < N_{pl,Rd} = 3865 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

6.4.1.2 Vérifications à la compression simple :

Il faut vérifier que :  $N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ Pour les sections de classe 1 et 2.}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1.$$

$$f_y = 275 \text{ MPa.}$$

•  $l_f$  (barre 1)=2,24m.

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{224}{12.9} = 17.36.$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{224}{2.72} = 82.35.$$

On a  $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$  le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y).

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,2.$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2].$$

$$\Phi_y = 0,52.$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \chi_y = 0,99.$$

$$N_{sd} = 1247.59 \text{ kN} < \frac{0,99 \times 1 \times 2 \times 7730 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 3826.35 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 1107.63 \text{ kN} < \frac{0,99 \times 1 \times 2 \times 7730 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 3826.35 \text{ KN.}$$

**Condition Vérifiée.**

•  $l_f$  (barre 2)=4.12m.

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{412}{12.9} = 31.93.$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{412}{2.72} = 151.47.$$

On a  $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$  le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y).

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,36.$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2].$$

$$\Phi_y = 0,60.$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \chi_y = 0,92.$$

$$N_{sd} = 1247.59 \text{ kN} < \frac{0,92 \times 1 \times 2 \times 7330 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 3371.8 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 1107.63 \text{ kN} < \frac{0,92 \times 1 \times 2 \times 7330 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 3371.8 \text{ KN.}$$

**Condition Vérifiée.**

❖ **Bloc B**

#### 6.4.2 Vérification de système de contreventements :

Les types des palées triangulées utilisés dans cette étude et qui sont autorisées par le règlement parasismique algérien RPA99/2003 sont :



- **Les palées en Y (v) :** dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. la résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendue et des barres comprimées.

Le comportement dissipatif global de ce type de palée est de moindre efficacité.

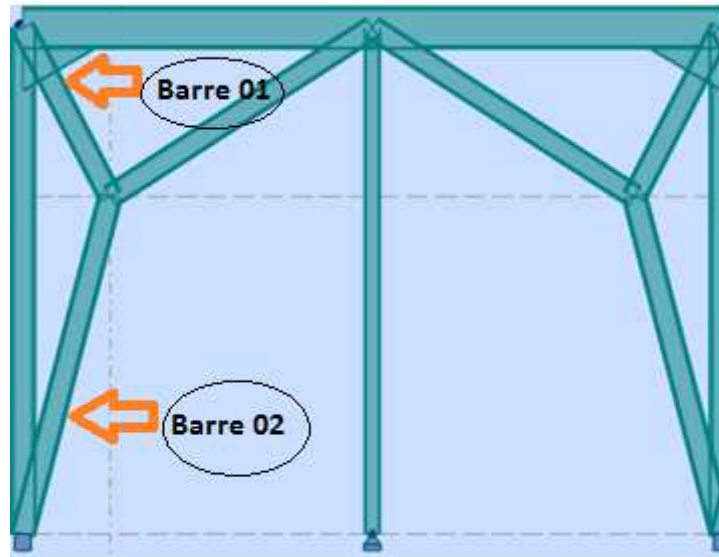


Figure 6.3: Contreventement en V(bloc B)

❖ **Dans la Direction X**

Le profilé choisit 2UPN 320

- **Contreventement en forme Y**

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$$G+Q+1.25E_x : N_{sd} = 971.78KN.$$

**6.4.2.2 Vérifications à la traction simple**

Il faut vérifier que :  $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 7580 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 3790 KN$$

$$N_{sd} = 971.78 KN < N_{pl,Rd} = 3790 KN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**6.4.2.2 Vérifications à la compression simple :**

Il faut vérifier que :  $N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec :

$\beta_A = 1$  Pour les sections de classe 1 et 2.

$\gamma_{M1} = 1,1$ .

$f_y = 275$  MPa.

•  $l_f$  (barre 1) = 2,24 m.

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{224}{12.1} = 18.51.$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{224}{2.81} = 79.71.$$

On a  $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$  le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y).

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,21.$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2].$$

$$\Phi_y = 0,53.$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \chi_y = 0,99.$$

$$N_{sd} = 971.78 \text{ kN} < \frac{0,99 \times 1 \times 2 \times 7580 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 3752.1 \text{ kN}.$$

**Condition Vérifiée.**

•  $l_f$  (barre 2) = 4.12m.

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{412}{12.1} = 34.04.$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{412}{2.81} = 146.61$$

On a  $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$  le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y).

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,39.$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2].$$

$$\Phi_y = 0,62.$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \chi_y = 0,90.$$

$$N_{sd} = 971.78 \text{ kN} < \frac{0,90 \times 1 \times 2 \times 7580 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 3439.27 \text{ KN}.$$

❖ **Dans la Direction Y**

Le profilé choisit 2UPN 280.

• **contreventement en forme Y**

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$$G+Q+1,25E_Y : \quad N_{sd} = 799.85 \text{ KN}$$

**6.4.2.3 Vérifications à la traction simple**

Il faut vérifier que :  $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 5330 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2665 \text{ KN}.$$

$$N_{sd} = 799.85 \text{ KN} < N_{pl,Rd} = 2665 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**6.4.2.4 Vérifications à la compression simple**

$$\text{Il faut vérifier que : } N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ Pour les sections de classe 1 et 2.}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1.$$

$$f_y = 275 \text{ MPa.}$$

• **lf (barre 1)=2,24 m.**

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{224}{10.9} = 20.55.$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{224}{2,74} = 81.75.$$

On a  $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$  le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y).

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,23.$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2].$$

$$\Phi_y = 0,53.$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \chi_y = 0,99.$$

$$N_{sd} = 799,85 \text{ kN} < \frac{0,99 \times 1 \times 2 \times 5330 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2638,35 \text{ KN}.$$

**Condition Vérifiée.**

•  $l_f$  (barre 2)=4.12m.

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{412}{10,9} = 37,79.$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{412}{2,74} = 150,36.$$

On a  $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$  le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y).

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,43.$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2].$$

$$\Phi_y = 0,64.$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \chi_y = 0,89.$$

$$N_{sd} = 1486,71 \text{ kN} < \frac{0,89 \times 1 \times 2 \times 5330 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2371,85 \text{ KN}.$$

**Condition Vérifiée.**

**CHAPITRE 7 :**  
**Etude des Assemblages**

### 7.1 Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations ( $N_{sd}$ ;  $M_{sd}$  et  $V_{sd}$ ) entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsions.

Les constructions métalliques sont un ensemble d'éléments barres (poteaux et poutres) qui sont assemblés entre eux pour former une ossature. De ce fait les assemblages jouent un rôle très important dans ce type de construction.

Il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages:

- Assemblages articulés; qui transmettent uniquement les efforts normaux et les efforts tranchants
- Assemblages rigides (encastré); qui transmettent en outre les divers moments

Les assemblages constituent des zones particulièrement plus fragiles que les zones courantes des pièces, car les sections sont réduites du fait des perçages ou la nature de l'acier qui s'affaiblit par la chauffe du soudage. C'est pourquoi il faut être particulièrement vigilant dans la conception et le calcul des assemblages, afin de se prémunir contre tout risque de rupture brutale. Les principaux modes d'assemblages sont:

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

### 7.2 Choix de type d'assemblage :

- Critères structurels : résistance, comportement
- Critères de fabrication : faisabilité, maîtrise des tolérances
- Critères propre au montage sur site : faisabilité, possibilité de réglages...
- Critères économiques

### 7.3 Fonctionnement des assemblages :

#### a) Le boulonnage :

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites. Pour notre cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance

(HR). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance :

**Tableau 7.1** : Caractéristiques des boulons. [5]

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.8
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	800	800	1000

Facteur de corrélation approprié  $\beta_w$  :

**Tableau 7.2** : Valeurs du facteur de corrélation approprié.[5]

Nuance d'acier	Fe360(S235)	Fe430(S275)	Fe510(S355)
$\beta_w$	0.80	0.85	0.90

- Coefficients partiels de sécurité  $\gamma_{mw}$  :

**Tableau 7.3** : Valeurs du coefficient partiel de sécurité  $\gamma_{mw}$ . [5]

Nuance d'acier	Fe360(S235)	Fe430(S275)	Fe510(S355)
$\Gamma_{mw}$	1.25	1.30	1.35

- Coefficients réducteurs :

**Tableau 7.4** : Valeurs du coefficient réducteur  $K_s$ . [5]

Type de trous	$K_s$
Normalisés	1
Surdimensionné ou oblongs courts	0.85
Oblongs longs	0.70

- Dimensions des trous de boulons :

**Tableau 7.5 :** Normes des dimensions des trous de boulons en (mm).

Boulon	à/ de M12	à/de M14	à/de M16	à/de M22	à/de M24	Au-delà M27
Trou « d <sub>0</sub> »	d+1		d+2		d+3	

- Coefficient de frottement  $\eta$  :

**Tableau 7.6 :** Valeurs de coefficient de frottement  $\eta$ .

Classe de surface	Coefficient de frottement $\eta$	Etat de surface
A	0.5	Grenaillé ou sablé
B	0.4	Grenaillé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité

## BLOK A :

### 7.4 Assemblage Poteau (HE300) – Poutre (IPE500) :

Les données de calcul sont tirées à partir de logiciel ROBOT.

L'assemblage par platine et un jarret entre la poutre (IPE500) et le poteau (HEA340)

L'assemblage ci-dessous est sollicité par :

- Un moment fléchissant :  $M_{sd} = 145.22 \text{ KN.m}$
- Un effort tranchant :  $V_{sd} = 84.23 \text{ KN}$

L'assemblage par platine et un jarret entre la poutre (IPE500) et le poteau (HEA300)

#### 7.4.1 Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques :

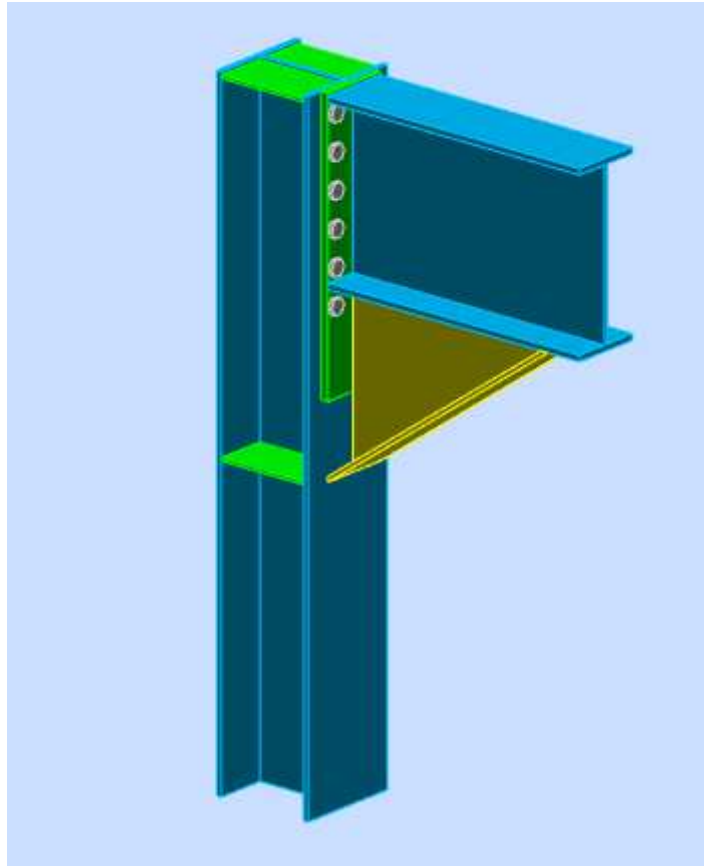
##### a) Poutre IPE 500:

$h = 500 \text{ mm}$  ;  $b = 200 \text{ mm}$  ;  $t_f = 16 \text{ mm}$  ;  $t_w = 10 \text{ mm}$  ;  $A = 116 \text{ cm}^2$

##### b) Poteau HEA300 :

$h = 290 \text{ mm}$  ;  $b = 300 \text{ mm}$  ;  $t_f = 14 \text{ mm}$  ;  $t_w = 9 \text{ mm}$  ;  $A = 112.5 \text{ cm}^2$





**Figure 7.1:** Asassemblage poteaux-poutres.

- **Epaisseur de la platine :**

$$T_{\text{platine}} = 20 \text{ mm}$$

- **Choix de diamètre du boulon :**

On a choisi 12 boulons de diamètre de 24mm (M24) de classe HR10.9

$$M20 \rightarrow d = 24\text{mm} \quad d_0 = 25 \text{ mm}$$

- **Disposition constructive :**

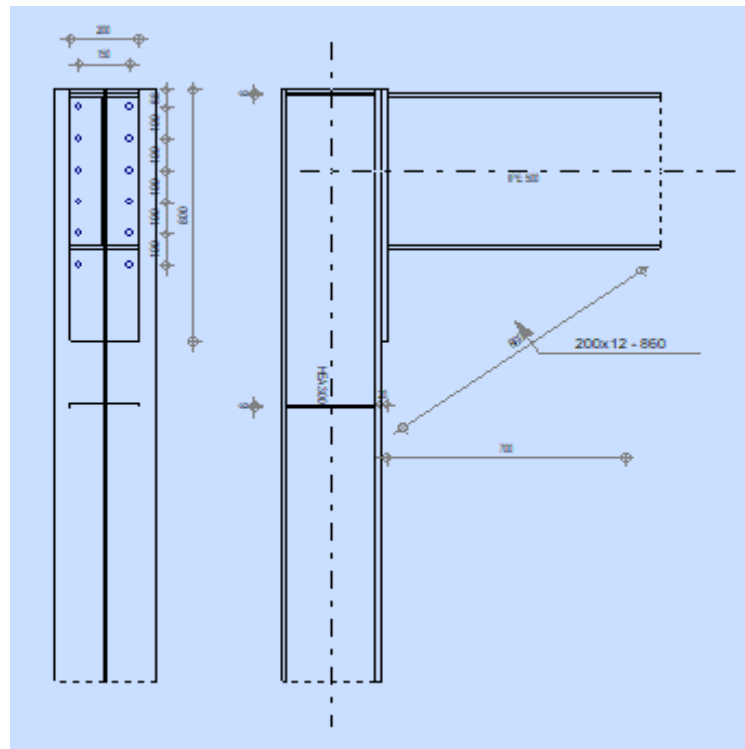
$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t ; 150 \text{ mm}) \quad \rightarrow \quad 30 \leq e_1 \leq 240 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad e_1 = 70 \text{ mm}$$

$$2.2 d_0 \leq P_1 \leq \min(14t ; 200 \text{ mm}) \quad \rightarrow \quad 55 \leq P_1 \leq 200 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad P_1 = 165 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t ; 150\text{mm}) \quad \rightarrow \quad 37.5 \leq e_2 \leq 240\text{mm} \quad \rightarrow \quad e_2 = 70 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t ; 200 \text{ mm}) \quad \rightarrow \quad 75 \leq P_2 \leq 200 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad P_2 = 165 \text{ mm}$$

On a choisi une platine de (800 × 200 × 20) mm



**Figure 7.2:** Schéma de l'assemblage poteau HEA300 – poutre IPE500.

#### 7.4.2 Vérification de la résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction cisaillement)

Il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{sRd} = \frac{k_s \times \mu \times n(F_p - 0.8F_{tsd})}{\gamma_{Msult}}$$

$$F_{vsd} = \frac{Vsd}{n_f \times n_p}$$

Avec :

$n_f$ : nombre de files,  $n_f = 2$

$n_p$ : nombre de plan de cisaillement,  $n_p = 1$

$$F_{vsd} = \frac{84.23}{2 \times 1} = 42.12KN$$

$F_{vsd} = 42.12KN \leq F_{sRd} = 900.23KN$  Condition vérifiée

**7.4.3 Résistance de l'âme du poteau en traction :**

Condition à vérifier :  $F_v \leq F_t$

$$F_t = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$t_{wc}$ : Epaisseur âme poteau

$b_{eff} = p_2$ : Entraxe rangées boulons

$$F_t = 275 \times 10 \times \frac{165}{1} \times 10^{-3} = 453.75 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{(h - tf)_{poutre}} = \frac{145.22 \times 10^3}{(500 - 16)} = 300.04 \text{ KN}$$

$F_v = 300.04 \text{ KN} \leq F_t = 453.75 \text{ KN}$  Condition vérifiée

**7.4.4 Résistance de l'âme du poteau en compression :**

Condition à vérifier :  $F_c \leq F_{c,Rd}$

$$F_{c,Rd} = f_y \times t_{wc} \times \left(1.25 - 0.5 \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y}\right) \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

Avec :  $\sigma_n$ : contrainte normale de compression dans l'âme du poteau

$$\sigma_n = 36.9 \text{ MPa}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{b_{eff}} = \frac{145.22 \times 10^3}{200} = 726.1 \text{ KN}$$

$F_c = 726.1 \text{ KN} \leq F_{c,Rd} = 1087.76 \text{ KN}$  Condition vérifiée

**7.5 Assemblage poutre – solive (IPE 500 – IPE200) :**

L'assemblage poutre-solive est un assemblage articulé à doubles cornières boulonnées (les âmes sont reliées, les ailes sont libres), qui permet de relier la solive à la poutre avec un jeu entre les deux éléments. Pour assurer la continuité de la solive, on réalise une grueage pour permettre le passage de l'aile de la poutre.

– L'effort tranchant maximum:  $V_{sd} = 72.59 \text{ KN}$

### 7.5.1 Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques :

#### a) Poutre IPE 500:

$$h = 500 \text{ mm} ; b = 200 \text{ mm} ; t_f = 16 \text{ mm} ; t_w = 10.2 \text{ mm} ; A = 116 \text{ cm}^2$$

#### b) Solive IPE 200 :

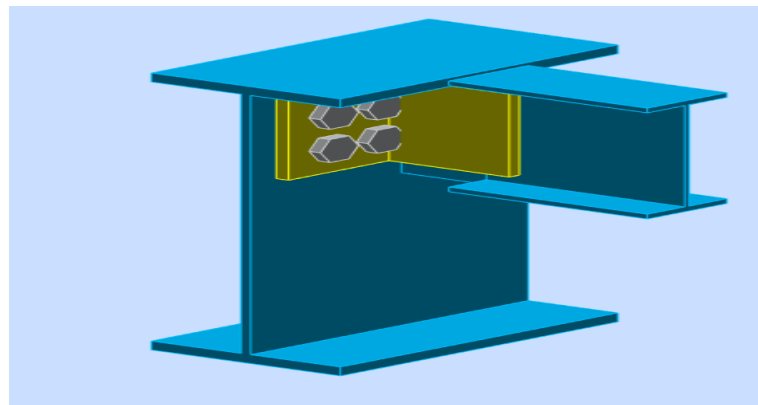
$$h = 200 \text{ mm} ; b = 100 \text{ mm} ; t_f = 8.5 \text{ mm} ; t_w = 5.6 \text{ mm} ; A = 28.5 \text{ cm}^2$$

#### c) Dimension de la platine (cornier) :

La hauteur  $h_p \geq 0,6h_{b1} = 0,6 \times 200 = 120 \text{ mm}$  alors on prend  $h_p = 120 \text{ mm}$ .

L'épaisseur  $t_p = [10 \text{ à } 13 \text{ mm}]$  alors on prend  $t_p = 13 \text{ mm}$

Alors on choisit un cornier à aile égale de dimension : 140 x 13 mm



**Figure 7.3 :** Schéma d'assemblage poutre -solive.

On choisit 4 boulons ordinaires de diamètre 24 mm (M24) et de classe 10.9

$$M12 \quad \Rightarrow \quad d = 24 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad d_0 = 26 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad A_S = 353 \text{ mm}^2$$

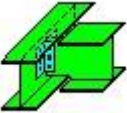

#### • Disposition constructive :

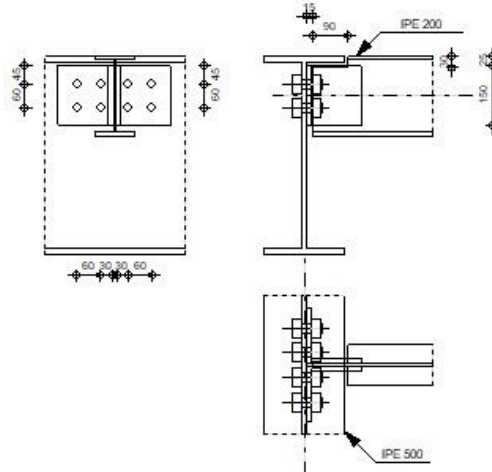
$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \text{maxi} (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 31.2 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 45 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \text{maxi} (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 31.2 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 45 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min} (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 57.2 \text{ mm} \leq P_1 \leq 140 \text{ mm} \Rightarrow P_1 = 60 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \text{min} (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 39 \text{ mm} \leq P_2 \leq 140 \text{ mm} \Rightarrow P_2 = 60 \text{ mm.}$$

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020	
	<b>Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)</b>	Ratio
	NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	<b>0,75</b>



**Figure 7.4 :** Vérification d'assemblage poutre-solive par ROBOT.

### 7.5.2 Vérifications :

#### a. Résistance des boulons au cisaillement :

Il faut vérifier que :  $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_p} = \frac{72.59}{8} = 9.07 \text{ kN}$$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{EC3. tab. 6.5.3})$$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 1000 \times 353}{1,25} = 169.44 \text{ kN}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc :

$$F_{vrd} = n \times F_{vrd} = 8 \times 169.44 = 1355.52 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 72.59 \text{ kN} < F_{vrd} = 1355.52 \text{ kN}$$

- Donc la condition est vérifiée

#### b. Résistance à la pression diamétrale :

Il faut vérifier que :  $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec} \quad \alpha = \min \left[ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right]$$

$$f_u = 430 \text{ MPa}; \quad d = 24 \text{ mm}; \quad d_0 = 26 \text{ mm}; \quad t = 10 \text{ mm}; \quad \gamma_{mb} = 1,25;$$

$$e_1 = 45 \text{ mm}; \quad P_1 = 60 \text{ mm}.$$

$$\alpha = \min \left[ 0,57; 0,51; 2,32; 1 \right]$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,51 \times 430 \times 26 \times 10}{1,25} = 114,04 \text{ KN} > F_{v,sd} = 9,07 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

## BLOK B:

### 7.6 Assemblage Poteau (HEA300) – Poutre (IPE500) :

Les données de calcul sont tirées à partir de logiciel ROBOT.

L'assemblage par platine et un jarret entre la poutre (IPE500) et le poteau (HEA300)

L'assemblage ci-dessous est sollicité par :

- Un moment fléchissant :  $M_{sd} = 114,35 \text{ KN.m}$
- Un effort tranchant :  $V_{sd} = 63,33 \text{ KN}$

L'assemblage par platine et un jarret entre la poutre (IPE500) et le poteau (HEA300)

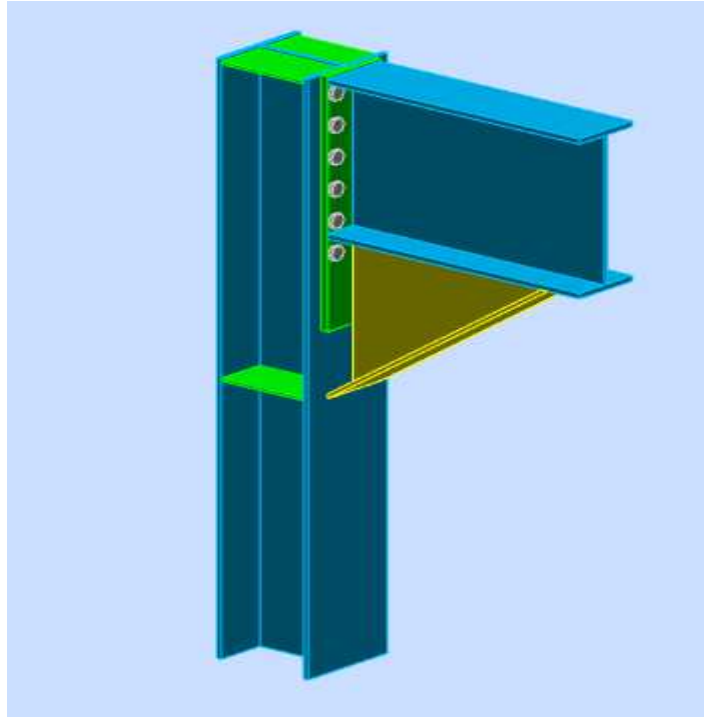
#### 7.6.1 Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques :

##### a) Poutre IPE 500:

$$h = 500 \text{ mm}; \quad b = 200 \text{ mm}; \quad t_f = 16 \text{ mm}; \quad t_w = 10 \text{ mm}; \quad A = 116 \text{ cm}^2$$

##### b) Poteau HEA300 :

$$h = 290 \text{ mm}; \quad b = 300 \text{ mm}; \quad t_f = 14 \text{ mm}; \quad t_w = 9 \text{ mm}; \quad A = 112,5 \text{ cm}^2$$



**Figure 7.5:** Assemblages poteaux-poutres.

- **Epaisseur de la platine :**

$$T_{\text{platine}} = 20 \text{ mm}$$

- **Choix de diamètre du boulon :**

On a choisi 12 boulons de diamètre de 24mm (M24) de classe HR10.9

$$\text{M24} \rightarrow d = 24\text{mm} \quad d_0 = 25 \text{ mm}$$

- **Disposition constructive :**



$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t ; 150 \text{ mm}) \quad \rightarrow \quad 30 \leq e_1 \leq 240 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad e_1 = 150\text{mm}$$

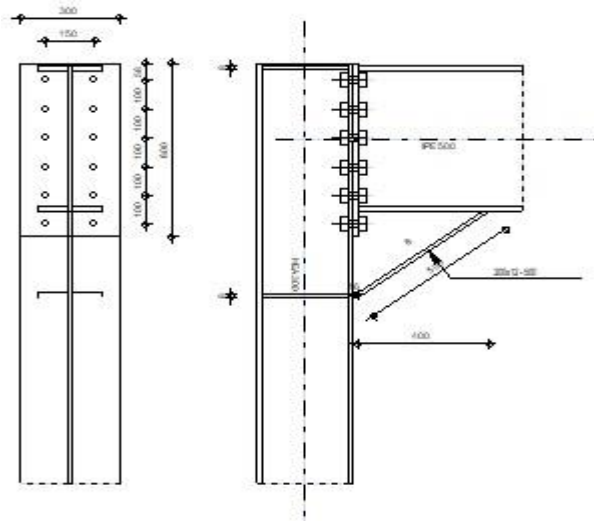
$$2.2 d_0 \leq P_1 \leq \min(14t ; 200 \text{ mm}) \quad \rightarrow \quad 55 \leq P_1 \leq 200 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad P_1 = 100\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t ; 150\text{mm}) \quad \rightarrow \quad 37.5 \leq e_2 \leq 240\text{mm} \quad \rightarrow \quad e_2 = 150 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t ; 200 \text{ mm}) \quad \rightarrow \quad 75 \leq P_2 \leq 200 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad P_2 = 100\text{mm}$$

On a choisi une platine de (600 × 300 × 16) mm

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020	
	<b>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</b>	Ratio
	NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	<b>0,66</b>



**Figure 7.6 :** Vérification d'assemblage poutre-poteau par ROBOT.

### 7.6.2 Vérification de la résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction cisaillement)

Il faut vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{sRd} = \frac{k_s \times \mu \times n(F_p - 0.8F_{tsd})}{\gamma_{Msult}}$$

$$F_{vsd} = \frac{Vsd}{n_f \times n_p}$$

Avec :

$n_f$ : nombre de files,  $n_f = 2$

$n_p$ : nombre de plan de cisaillement,  $n_p = 1$

$$F_{vsd} = \frac{63.33}{2 \times 1} = 31.67KN$$

$F_{vsd} = 31.67KN \leq F_{sRd} = 864.02KN$  Condition vérifiée



**7.6.3 Résistance de l'âme du poteau en traction :**

Condition à vérifier :  $F_v \leq F_t$

$$F_t = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$t_{wc}$ : Epaisseur ame poteau

$b_{eff} = p_2$ : Entraxe rangées boulons

$$F_t = 275 \times 9 \times \frac{100}{1} \times 10^{-3} = 247.5 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{(h - tf)_{poutre}} = \frac{114.35 \times 10^3}{(500 - 16)} = 236.26 \text{ KN}$$

$F_v = 247.5 \text{ KN} \leq F_t 236.26 \text{ KN}$  Condition vérifiée

**7.6.4 Résistance de l'âme du poteau en compression :**

Condition à vérifier :  $F_c \leq F_{c,Rd}$

$$F_{c,Rd} = f_y \times t_{wc} \times \left(1.25 - 0.5 \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y}\right) \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

Avec :  $\sigma_n$ : contrainte normale de compression dans l'âme du poteau

$\sigma_n = 29.64 \text{ MPa}$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{b_{eff}} = \frac{114.35 \times 10^3}{286} = 399.82 \text{ KN}$$

$F_c = 399.82 \text{ KN} \leq F_{c,Rd} = 1087.76 \text{ KN}$  Condition vérifiée

**7.7 Assemblage poutre-solive (IPE 500 – IPE200) :**

L'assemblage poutre-solive est un assemblage articulé à doubles cornières boulonnées (les âmes sont reliées, les ailes sont libres), qui permet de relier la solive à la poutre avec un jeu entre les deux éléments. Pour assurer la continuité de la solive, on réalise une grueage pour permettre le passage de l'aile de la poutre.

– L'effort tranchant maximum:  $V_{sd} = 76.34 \text{ KN}$

### 7.7.1 Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques :

#### a) Poutre IPE 500:

$h = 500 \text{ mm}$  ;  $b = 200 \text{ mm}$  ;  $t_f = 16 \text{ mm}$  ;  $t_w = 10.2 \text{ mm}$  ;  $A = 116 \text{ cm}^2$

#### b) Solive IPE 200 :

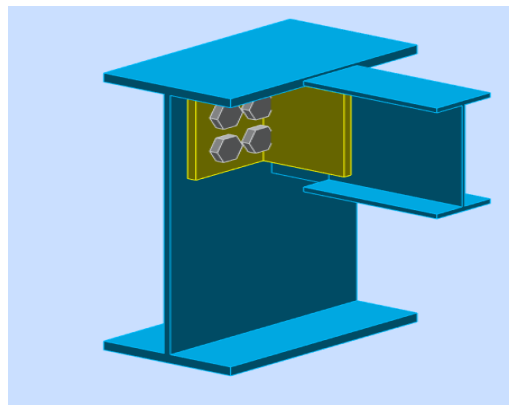
$h = 200 \text{ mm}$  ;  $b = 100 \text{ mm}$  ;  $t_f = 8.5 \text{ mm}$  ;  $t_w = 5.6 \text{ mm}$  ;  $A = 28.5 \text{ cm}^2$

#### c) Dimension de la platine (cornier) :

La hauteur  $h_p \geq 0,6h_{b1} = 0,6 \times 200 = 120 \text{ mm}$  alors on prend  $h_p = 120 \text{ mm}$ .

L'épaisseur  $t_p = [10 \text{ à } 13 \text{ mm}]$  alors on prend  $t_p = 13 \text{ mm}$

Alors on choisit un cornier à aile égale de dimension :  $140 \times 13 \text{ mm}$



**Figure 7.7 :** Schéma d'assemblage poutre -solive.

On choisit 4 boulons ordinaires de diamètre 16 mm (M16) et de classe 4.8

M16  $\Rightarrow$   $d = 16 \text{ mm}$   $\Rightarrow$   $d_0 = 18 \text{ mm}$   $\Rightarrow$   $A_S = 157 \text{ mm}^2$

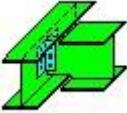

- Disposition constructive :

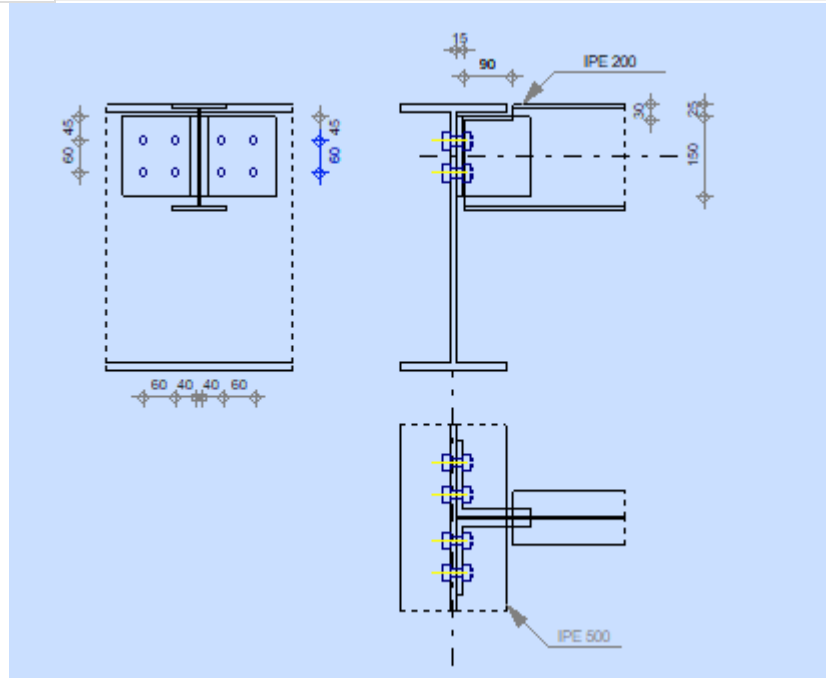
$1,2d_0 \leq e_1 \leq \text{maxi} (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 21.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 45 \text{ mm}.$

$1,2d_0 \leq e_2 \leq \text{maxi} (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 21.6 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 45 \text{ mm}.$

$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min} (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 39.6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 140 \text{ mm} \Rightarrow P_1 = 60 \text{ mm}.$

$3d_0 \leq P_2 \leq \text{min} (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 54 \text{ mm} \leq P_2 \leq 140 \text{ mm} \Rightarrow P_2 = 60 \text{ mm}.$

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020	
	<b>Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)</b>	Ratio
	NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	<b>0,90</b>



**Figure 7.8** : Vérification d'assemblage poutre-solive par ROBOT.

### 7.7.2 Vérifications :

#### a) Résistance des boulons au cisaillement :

Il faut vérifier que :  $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_p} = \frac{76.34}{8} = 9.54 \text{ kN}$$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \text{ (EC3. tab. 6.5.3)}$$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 1000 \times 157}{1,25} = 75.36 \text{ kN}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc :

$$F_{vrd} = n \times F_{vrd} = 8 \times 75.36 = 602.88 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 76.34 \text{ kN} < F_{vrd} = 602.88 \text{ kN}$$

- Donc la condition est vérifiée

**b) Résistance à la pression diamétrale :**

Il faut vérifier que :  $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{mb}} \quad \text{avec} \quad \alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0} ; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right\}$$

$$f_u = 430 \text{ MPa} ; \quad d = 16 \text{ mm} ; \quad d_0 = 18 \text{ mm} ; \quad t = 9 \text{ mm} ; \quad \gamma_{mb} = 1,25 ;$$

$$e_1 = 45 \text{ mm} ; \quad P_1 = 60 \text{ mm}.$$

$$\alpha = \min \left\{ 0,83 ; 0,85 ; 2,32 ; 1 \right\}$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,83 \times 430 \times 18 \times 9}{1,25} = 115,63 \text{ kN} > F_{v,sd} = 9,54 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

## **CHAPITRE 8 :**

### **Etude de l'infrastructure**

### 8.1 Introduction

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

### 8.2 Les types de fondation :

#### ✓ Fondation superficielle :

- Semelle isolée sous Poteau
- Semelle filante continue sous mur
- Semelle filante sous plusieurs poteaux
- Radiers généraux ou nervurés

#### ✓ Fondation profondes (semelle sous pieux)

#### Fonctions assurées par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les sollicitations apportées par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.

Une force horizontale résultante, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.

Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents. Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

#### ✓ Choix des fondations :

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation,

qui dépend essentiellement de la contrainte du sol. Les choix du 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.
- L'ossature a une trame serrée (chevauchement des semelles isolées, filantes).
- La profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est important.
- Il est difficile de réaliser des pieux (cout, vibration nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 2 bars)

Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous a conduit dans un premier temps à considérer le radier général comme une solution.

### 8.3 Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes ou radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits ou pieux).

### 8.4 Calcul des fondations :

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

- $\sigma_{\text{sol}}$  : Contrainte du sol.
- $N$  : Effort normal appliqué sur la fondation.
- $S$  : Surface de la fondation.

### 8.5 Choix de type de semelle :

#### 8.5.1 Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal à

le rapport a sur b :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés  $a = b$  donc  $A = B \Rightarrow S = B^2$

$$\sigma_{\text{cal}} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec :

$$\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{cal}} = \frac{N}{S} = \frac{N}{A \times B} = \frac{N}{B^2}$$



**Figure 9.1:** Schéma d'une semelle isolée sous un poteau carré.

#### Conclusion :

A partir des charges importantes appliquées (effort normal, effort tranchant et les moments fléchissant), et les dimensions de notre bâtiment (longueur, largeur et hauteur), la semelle isolée n'est pas capable de supporter ces derniers et de les transmettre au sol.



### 8.5.2 Semelles filantes :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

Nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_s / S_b < 50 \%)$$

On doit vérifier que :  $S_{semll} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Tel que :

- $N = \sum N_i$  de chaque fil de poteaux.
- $S = B \times L$
- $B$  : Largeur de la semelle.
- $L$  : Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}} \quad [4]$$

## 8.6. Radier général :

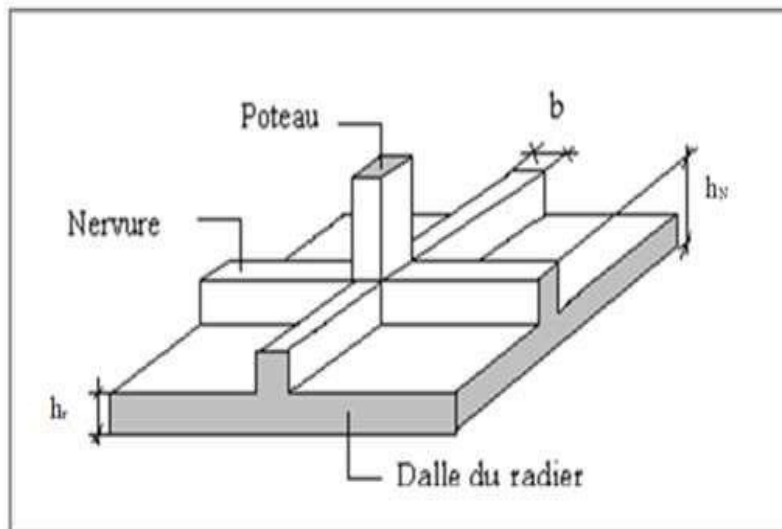
### 8.6.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée. Dans ce cas, la dalle est mince mais elle sera raidie par des nervures croisées.

- **Avantages**

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

- L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.



**Figure 9.2:** Radier général nervuré

**CHAPITRE 9 :**  
**Etude thermique**

## 9.1 Introduction :

La température et le retrait sont des déformations imposées, appelées aussi des charges indirectes, qui peuvent créer des contraintes dans les structures hyperstatiques dues à des restrictions aux déformations.

La température et le retrait tendent à provoquer des déformations axiales ou des efforts normaux de traction ou de compression (dans le cas de restriction de déformation)

Les contraintes qui résultent de ce type d'actions dépendent directement de la rigidité des structures, ce qui signifie que moins la structure est rigide, plus les contraintes ne seront faibles.

## 9.2 Effets des variations dimensionnelles :

Dans Les Calculs relatifs aux « constructions courantes » et Constructions Industrielles, on peut ne pas tenir compte des effets du retrait et des La longues du bloc administratif dépasse les 20 m, il y a lieu de tenir compte des effets de la température dans le sens des chainages.

Les dimensions maximales des bâtiments (ou blocs de bâtiments entre joints) permettant de négliger les effets du retrait et des variations de température extérieure.

**Tableau 9.1 :** Les dimensions maximales des bâtiments

Wilayas côtières (Excepté Oran, Ain Temouchentet Tlemcen)	30m
Wilayas du Tell, des Hauts plateaux et de l'Atlas Saharien	25m
Le moyen et extrême sud	20m

### 9.2.1 Variations uniforme de température :

La variation uniforme de la température  $\Delta T$  pour une structure ou un élément structurel donné est calculée comme la différence entre la température moyenne  $T$  en raison des températures climatiques (en hiver ou en été) et la température  $T_0$  à l'instant initial au moment de la réalisation de l'ouvrage:

Variations saisonnière de température extérieure (CBA 93)

$$\begin{cases} T \text{ max} = 35 \text{ }^\circ\text{C} \\ T \text{ min} = -15 \text{ }^\circ\text{C} \end{cases}$$

A défaut de définition plus précise des températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage

Le CBA 93 recommande l'intervalle  $T_0$  entre  $+10^\circ$  et  $+25^\circ$

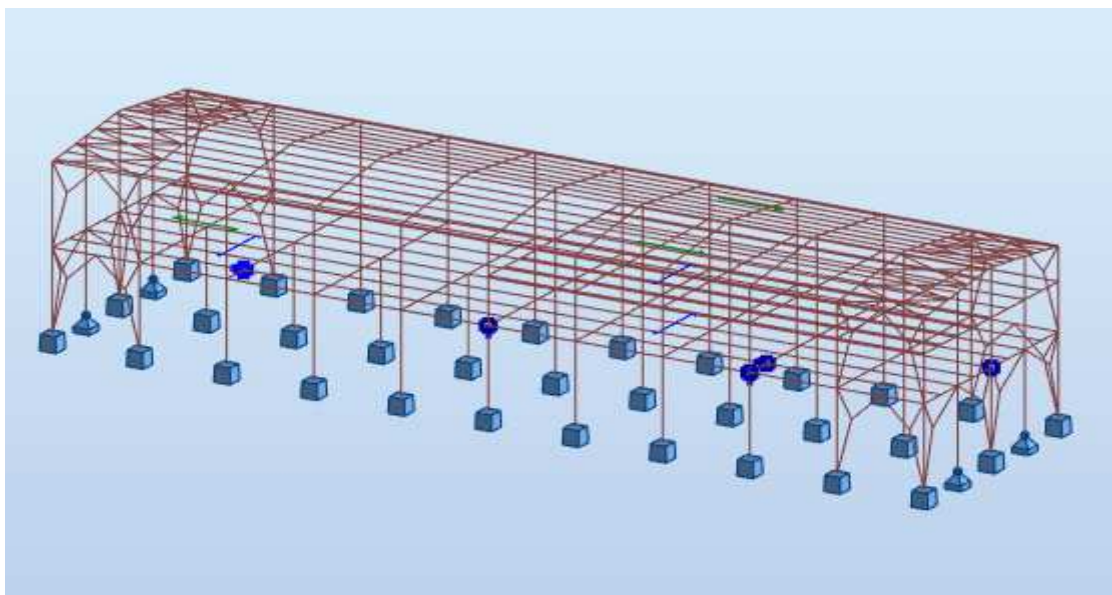
$$\Delta T_{u1} = T_{\max} - T_0 \quad \text{et} \quad \Delta T_{u2} = T_{\min} - T_0$$

**Tableau 9.2 :** Températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage

Zone thermique	$T_{\max} - T_0$	$T_{\min} - T_0$	Température de calcul $\Delta T$
En Algérie du Nord (climat tempéré) : $35^\circ\text{C}$ et $-15^\circ\text{C}$	<b>Cas 1:</b> $\Delta T = (+35 - (+10))$ $= +25^\circ\text{C}$	<b>Cas 3:</b> $\Delta T = (-15 - (+10))$ $= -25^\circ\text{C}$	$\Delta T_{u1} = +25^\circ\text{C}$
	<b>Cas 2:</b> $\Delta T = (+35 - (+25))$ $= +10^\circ\text{C}$	<b>Cas 4:</b> $\Delta T = (-15 - (+25))$ $= -40^\circ\text{C}$	$\Delta T_{u2} = -40^\circ\text{C}$

### 9.2.3 Les éléments doit-on appliqué l'effet de la température :

Dans les logiciels de calcul, la température est à appliquer sur l'enveloppe du hangar, donc sur tous les éléments exposés en permanence aux conditions climatiques extérieures (Poutres extérieures, poteaux, poutres)



**Figure 9.1 :** des effets de la température sur hangar

### 9.2.4 De Léger dépassement :

Dans le cas d'un léger dépassement de ces limites de dimensions, il est admis de ne prendre en compte qu'une fraction  $\alpha$  des effets des variations de température si la dimension du bâtiment dépasse la dimension maximale ( $l_{max}$ ) mais que cette dimension est inférieure à  $1.25 l_{max}$ .

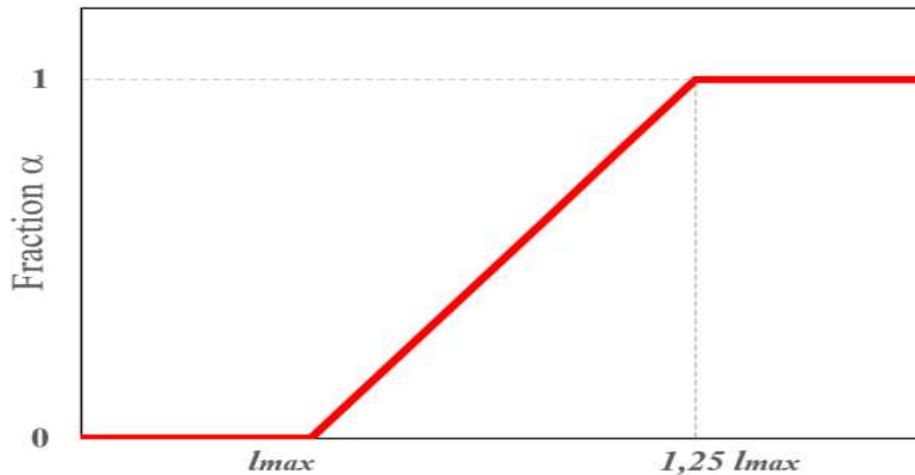


Figure 9.2 : fraction  $\alpha$  des effets des variations de température

$$\alpha = \begin{cases} 0 & \text{si } l \leq 1,25l_{\max} \\ 4 \left( \frac{l}{l_{\max}} - 1 \right) & \text{si } l_{\max} < l \leq 1,25l_{\max} \\ 1 & \text{si } l > 1,25l_{\max} \end{cases}$$

➤ Hangar situé à Boumardass d'une dimension en plan de 60mx16m

**Suivant X-X :** (dépassant donc la limite  $l_{max} = 20$  m prescrite par l'article B5.1, et dépassant aussi  $1,25l_{max} = 25$  m), les effets de retrait et de température sont pris à part entière ( $\alpha=1$ )

**Suivant Y-Y :** (dépassant donc la limite de 20m prescrite par l'article B5.1, mais ne dépassant pas  $1,25l_{max} = 25$ m), une fraction seulement  $\alpha$  des effets de retrait et de température est prise en compte ( $\alpha=0$ ).

### 9.2.5 Raccourcissement unitaire dû au retrait :

À défaut de mesures, on estime que le raccourcissement unitaire dû au retrait atteint les valeurs suivantes dans le cas de pièces non massives à l'air libre :

$$\varepsilon = \alpha \Delta T \quad (\text{avec } \alpha = 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}) \quad [\text{Climat tempéré sec (Zone B)}]$$

$$-3 \times 10^{-5} = 10^{-5} \Delta T \quad \Longrightarrow \quad \Delta T = -30^\circ$$

Les combinaisons d'actions utilisées sont :

$$1.35G + 1.5Q + 0.8T \quad (\text{Etat limite ultime en situations durables ou transitoires})$$

$$G + Q + 0.6T \quad (\text{Etat limite de service})$$

## Conclusion générale

Notre mémoire traitait de l'étude d'un hangar en charpente métallique de R+1 à unité de production des produits pharmaceutiques à **BOUMERDES**.

Ce dernier doit être économique et stable, mais pour cela, on doit avoir une bonne conception. Après avoir terminé le pré-dimensionnement des éléments, nous avons entamé les vérifications nécessaires pour valider le choix des profilés mais cette tâche n'a pas été aussi simple. Nous avons trouvé quelques difficultés dans l'élaboration de notre projet. Nous sommes basés sur les connaissances déjà acquises durant notre cycle de formation en tant que master 2 en génie civil. Nous concluons ce qui suit:

- On a approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements Tel que: Eurocode III et IV, CCM97, RPA99, RNV2013
- Présentation de projet et étude climatique et étude les éléments secondaire et Dimensionnement des plancher mixte et escalier de la structure est la première étape de cette étude et qui donne une estimation sur les dimensions des sections des éléments.
- Après la modélisation par logiciel ROBOT de la structure Composé en deux parties, séparé par un joint , on remarque une différence de rigidité entre les deux directions orthogonales. Le sens x-x est plus rigide que le sens y-y, on trouve difficulté dans la partie dynamique nous trouvé une solution en augmentant les sections des profilé et met des contreventement.
- Les vérifications des éléments face aux différents phénomènes d'instabilités, celle des assemblages.
- Le choix de type de fondation dépend de la nature du sol et de l'importance des charges transmises par l'ouvrage ,donc nous avons adopté un radier .
- En fine ,nous avons étudié la température pour bloc A

En tout, plusieurs recherches sur le calcul des structures en charpente métallique sont encore ouvertes. On espère que ce travail a donné des résultats et des propositions satisfaisantes e. On espère aussi élargir nos capacités dans le calcul des structures en charpente métallique pour développer nos connaissances dans le but d'avoir une bonne expérience.



## Annexe A

### Chapitre 2: Evaluation des charges :

#### Effet de la neige :

DTR C 2-4.7

Actions de la Neige

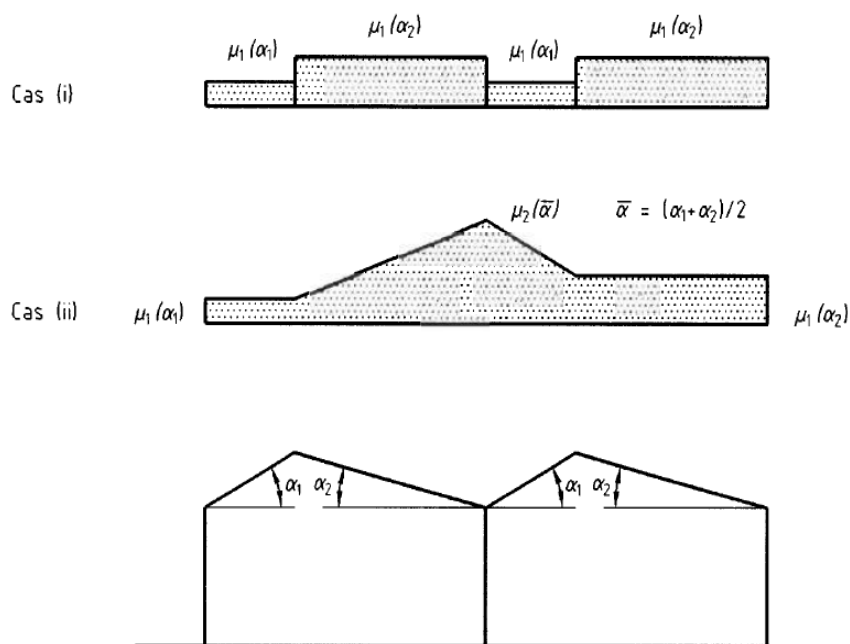


Figure 9 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

DTR C 2-4.7

Actions de la Neige

### 6.2.3. Toitures à versants multiples (angle de pente inférieur à 60°)

6.2.3.1. Les coefficients de forme des toitures à versants multiples (fig. 9) sont donnés par le tableau 3 et illustrés sur la figure 8.

( $\alpha$ ) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient $\mu_1$	0.8	$0.8 \cdot \left( \frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0
coefficient $\mu_2$	$0.8 + 0.8 \left( \frac{\alpha}{30} \right)$	1.6	-

Tableau 3 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

## Annexe A

### Effet du vent :

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

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Zone	$V_{réf}$ (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

Tableau A1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

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

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Annexe A

Chapitre 5 : Etude sismique et analyse dynamique :

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau 4.1 : Coefficients d'accélération de zone A.

Tableau 4.2 : Valeurs de  $\xi$  (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.7 : Valeurs de  $T_1$  et  $T_2$

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1(sec)</sub>	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2(sec)</sub>	0,30	0,40	0,50	0,70

**Tableau 4.4.: valeurs des pénalités  $P_q$**

Critère q »	$P_q$	
	Observé	N/observé
<b>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	0	0,05
<b>2. Redondance en plan</b>	0	0,05
<b>3. Régularité en plan</b>	0	0,05
<b>4. Régularité en élévation</b>	0	0,05
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0	0,05
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0	0,10

**Tableau 4.6 : valeurs du coefficient  $C_T$**

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

**Tableau 4.5 : valeurs du coefficient de pondération  $\beta$**

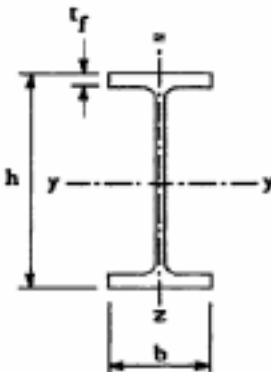
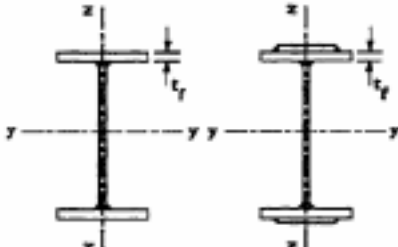

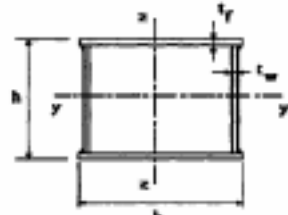

Cas	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60



**Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R**

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b><u>A</u></b>	<b><u>Béton armé</u></b>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
<b><u>B</u></b>	<b><u>Acier</u></b>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2

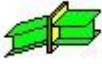

## Chapitre 6 : vérification des éléments résistants

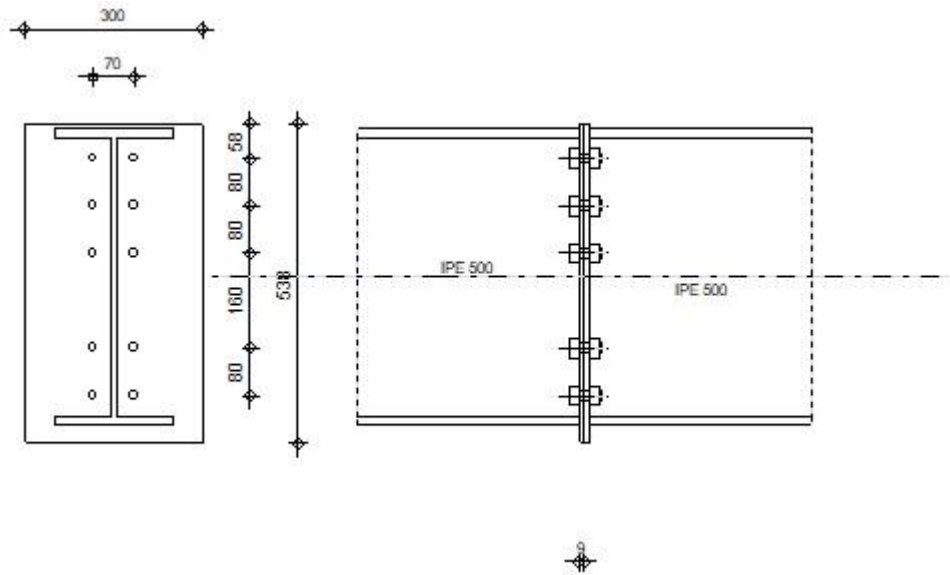
Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$  $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$  $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z  y - y z - z	b c  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

## Bloc A :

## Assemblage poutre –poutre (IPE 500 – IPE500) :

7		Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020	
		<b>Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre</b> NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	



## Général

Assemblage N°: 2  
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre  
 Noeud de la structure: 95  
 Barres de la structure: 109, 110

## Géométrie

## Gauche

## Poutre

Profilé: IPE 500  
 Barre N°: 109

$\square = -180,0$  [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



$\alpha = -180,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $r_{bl} = 21$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{bl} = 115,52$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xbl} = 48198,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau: ACIER  
 $f_{yb} = 235,00$  [MPa] Résistance

## Droite

## Poutre

Profilé: IPE 500  
 Barre N°: 110

$\alpha = -0,0$  [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  
 $A_{br} = 115,52$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xbr} = 48198,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
 Matériau: ACIER  
 $f_{yb} = 235,00$  [MPa] 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  
 $F_{tRd} = 113,04$  [kN] 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

$h_{pr} = 538$  [mm] Hauteur de la platine

$b_{pr} = 300$  [mm] Largeur de la platine

$t_{pr} = 9$  [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$f_{ypr} = 235,00$  [MPa] Résistance

## Soudures d'angle

$a_w = 8$  [mm] Soudure âme

$a_f = 12$  [mm] Soudure semelle

## Coefficients de matériau

$\square_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\square_{M1} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\square_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\square_{M3} = 1,10$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

## Efforts

**Etat limite: ultime**

Cas: 19:  $G+Q+1.5Ey (1+2)*1.00+5*1.50$

$M_{b1,Ed} = 98,31$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 41,38$  [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -0,00$  [kN] Effort axial dans la poutre droite

## Résultats

## Résistances de la poutre

**COMPRESSION**

$A_b = 115,52$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \square_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 2714,7$  [kN Résistance de calcul de la section à la EN1993-1-

= 2 ] compression 1:[6.2.4]

**CISAILLEMENT**

$A_{vb} = 59,87$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \square_3) / \square_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 812,3$  [kN Résistance de calcul de la section au cisaillement] EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$  0,05 < 1,00 **vérifié** (0,05)

### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 2194,12$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 515,6$  [kN\*m Résistance plastique de la section à la flexion] EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

### FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 2194,12$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 515,6$  [kN\*m Résistance de calcul de la section à la flexion] EN1993-1-1:[6.2.5]

### AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 515,6$  [kN\*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)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 1065,33$  [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

### Paramètres géométriques de l'assemblage

### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	21	-	115	-	80	131	167	131	167	145	93	93	93
2	21	-	115	-	80	131	227	131	227	160	80	80	80
3	21	-	115	-	120	131	227	131	227	240	120	120	120
4	21	-	115	-	120	131	227	131	227	240	120	120	120
5	21	-	115	-	80	131	227	131	227	145	154	145	154

m – Distance du boulon de l'âme

m<sub>x</sub> – Distance du boulon de l'aile de la poutre

- m – Distance du boulon de l'âme
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e<sub>x</sub> – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l<sub>eff,cp</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l<sub>eff,nc</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l<sub>eff,1</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l<sub>eff,2</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l<sub>eff,cp,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l<sub>eff,nc,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l<sub>eff,1,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l<sub>eff,2,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

#### Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} ( N_{cb,Rd} )$$

$$N_{j,Rd} = 2714,72 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

#### Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = \frac{113,0 \text{ [kN]}}{4} \text{ Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau } 3.4]$$

$$B_{p,Rd} = \frac{118,8 \text{ [kN]}}{9} \text{ Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau } 3.4]$$

F<sub>t,fc,Rd</sub> – résistance de la semelle du poteau à la flexion

F<sub>t,wc,Rd</sub> – résistance de l'âme du poteau à la traction

F<sub>t,ep,Rd</sub> – résistance de la platine fléchie à la flexion

F<sub>t,wb,Rd</sub> – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd} ) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \square b_{\text{eff},t,wc} t_{wc} f_{yc} / \square M_0 \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd} ) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff},t,wb} t_{wb} f_{yb} / \square M_0 \quad [6.2.6.8.(1)]$$

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1**

<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t1,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	119,60	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 119,60$	119,60	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 314,00$	314,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 237,78$	237,78	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 1065,33$	1065,33	Aile de la poutre - compression

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2**

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	38,55	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 119,60$	119,60	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 314,00$	314,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 237,78$	237,78	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1065,33 - 119,60$	945,73	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 158,15 - 119,60$	38,55	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 415,21 - 119,60$	295,61	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3**

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	109,56	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 119,60$	119,60	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 314,00$	314,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 237,78$	237,78	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1065,33 - 158,15$	907,18	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 182,60 - 38,55$	144,05	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 479,40 - 38,55$	440,85	Ame de la poutre - traction - groupe

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,com</sub> p</b>	<b>Composant</b>
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 267,71 - 158,15$	109,56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 702,85 - 158,15$	544,70	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4**

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,com</sub> p</b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	109,56	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 119,60$	119,60	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 314,00$	314,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 237,78$	237,78	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1065,33 - 267,71$	797,62	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 219,12 - 109,56$	109,56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 575,28 - 109,56$	465,72	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 292,16 - 148,11$	144,05	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 767,04 - 148,11$	618,93	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 377,27 - 267,71$	109,56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 990,49 - 267,71$	722,78	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5**

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,co</sub> mp</b>	<b>Composant</b>
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	119,60	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 119,60$	119,60	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 314,00$	314,00	Ame de la poutre - traction

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$B_{p,Rd} = 237,78$	237,78	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1065,33 - 377,27$	688,06	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 249,77 - 109,56$	140,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 655,75 - 109,56$	546,20	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 359,33 - 219,12$	140,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 943,39 - 219,12$	724,28	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 432,37 - 257,67$	174,70	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1135,15 - 257,67$	877,49	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 517,48 - 377,27$	140,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1358,60 - 377,27$	981,34	Ame de la poutre - traction - groupe

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

<b>N</b>	<b>r</b>	<b>h<sub>j</sub></b>	<b>F<sub>tj,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,fc,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wc,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,ep,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wb,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,Rd</sub></b>	<b>B<sub>p,Rd</sub></b>
1	442	119,60	-	-	119,60	314,00	226,08	237,78	
2	362	38,55	-	-	119,60	314,00	226,08	237,78	
3	282	109,56	-	-	119,60	314,00	226,08	237,78	
4	122	109,56	-	-	119,60	314,00	226,08	237,78	
5	42	119,60	-	-	119,60	314,00	226,08	237,78	

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M<sub>j,Rd</sub>**

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 116,10 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,85 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,85)$$

## Résistance de l'assemblage au cisaillement

$\alpha_v =$	0,60	Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$\alpha_{Lf} =$	0,95	Coefficient réducteur pour les assemblages longs	[3.8]
$F_{v,Rd} =$	91,68 [kN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	113,0 [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	105,1 [kN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	105,1 [kN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	226,08	-0,00	119,60	101,27	101,27	124,70
2	226,08	-0,00	38,55	32,64	32,64	164,46
3	226,08	-0,00	109,56	92,77	92,77	129,62
4	226,08	-0,00	109,56	92,77	92,77	129,62
5	226,08	-0,00	119,60	101,27	101,27	124,70

$F_{tj,Rd,N}$  – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 673,10 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,06 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$



## Résistance des soudures

$A_w =$	127,63	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	59,47	[cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	68,16	[cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	41525,75	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{Lmax} = \sigma_{Lmax}$	46,23	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_L = \sigma_L =$	43,72	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{II} =$	6,07	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\rho_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\rho [\sigma_{Lmax}^2 + 3 * (\sigma_{Lmax}^2)] \leq f_u / (\rho_w * \sigma_{M2})$	92,45 < 365,00	<b>vérifié</b>	(0,25)
$\rho [\sigma_L^2 + 3 * (\sigma_L^2 + \sigma_{II}^2)] \leq f_u / (\rho_w * \sigma_{M2})$	88,06 < 365,00	<b>vérifié</b>	(0,24)
$\sigma_L \leq 0.9 * f_u / \sigma_{M2}$	46,23 < 262,80	<b>vérifié</b>	(0,18)

## Rigidité 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)]
$L_b =$	47	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	5	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

## RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>eff,j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
					Somme	26,68	880,88
1	442	□	□	7	2	9,14	404,10
2	362	□	□	6	2	6,80	246,13
3	282	□	□	9	2	6,76	190,56

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>eff,j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
4	122	□	□	9	2	2,92	35,67
5	42	□	□	9	3	1,06	4,43

$$k_{\text{eff},j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j^2 / \sum_j k_{\text{eff},j} h_j$$

$$z_{\text{eq}} = 330 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{\text{eq}} = \sum_j k_{\text{eff},j} h_j / z_{\text{eq}}$$

$$k_{\text{eq}} = 8 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,\text{ini}} = E z_{\text{eq}}^2 k_{\text{eq}} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,\text{ini}} = 184985,12 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\square = 1,91 \text{ Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,\text{ini}} / \square \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 96994,94 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

#### Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,\text{rig}} = 101216,85 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,\text{pin}} = 6326,05 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,\text{ini}} \square S_{j,\text{rig}} \text{ RIGIDE}$$

Composant le plus faible:

PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

#### Remarques

Pince du boulon trop grande. 115 [mm] > 76 [mm]

Entraxe des boulons trop grand. 160 [mm] > 126 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,85

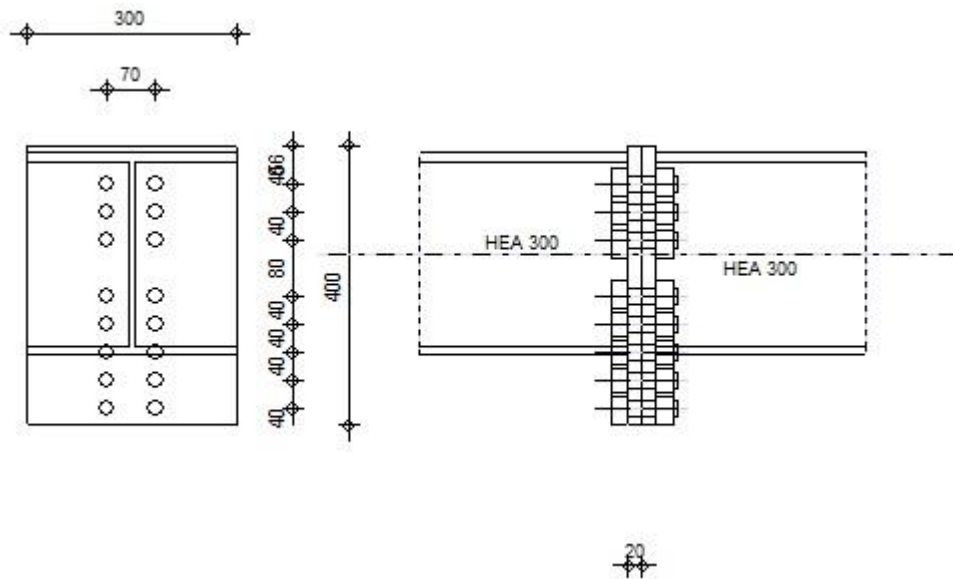
**Assemblage Poteau –Poteau (IPE 300– IPE300) :**



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020



<b>Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre</b> NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	Ratio <b>0,73</b>
--------------------------------------------------------------------------------------	----------------------



## GENERAL

Assemblage N°: 3  
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre  
 Noeud de la structure: 74  
 Barres de la structure: 81, 82

## GEOMETRIE

### GAUCHE

### POUTRE

Profilé: HEA 300  
 Barre N°: 81  
 $\alpha = -180,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_{bl} = 290$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fbl} = 300$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wbl} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fbl} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{bl} = 27$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{bl} = 112,53$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre

$\alpha = -180,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $I_{xbl} = 18263,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
Matériau: ACIER  
 $f_{yb} = 235,00$  [MPa] Résistance

**DROITE****POUTRE**

Profilé: HEA 300  
Barre N°: 82  
 $\alpha = -0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_{br} = 290$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fbr} = 300$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wbr} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fbr} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{br} = 27$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{br} = 112,53$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xbr} = 18263,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
Matériau: ACIER  
 $f_{yb} = 235,00$  [MPa] Résistance

**BOULONS**

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

$d = 24$  [mm] Diamètre du boulon  
Classe = 10.9 Classe du boulon  
 $F_{tRd} = 254,16$  [kN] Résistance du boulon à la traction  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 8$  Nombre de rangées des boulons  
 $h_l = 56$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about  
Ecartement  $e_i = 70$  [mm]  
Entraxe  $p_i = 40;40;80;40;40;40;40$  [mm]

**PLATINE**

$h_{pr} = 400$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_{pr} = 300$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{pr} = 20$  [mm] Epaisseur de la platine  
Matériau: ACIER  
 $f_{ypr} = 235,00$  [MPa] Résistance

**SOUDURES D'ANGLE**

$a_w = 6$  [mm] Soudure âme  
 $a_f = 10$  [mm] Soudure semelle

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\square_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]  
 $\square_{M1} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]  
 $\square_{M2} = 1,25$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]  
 $\square_{M3} = 1,10$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

**EFFORTS**

---

**Etat limite: ultime**

Cas: 7: ELU  $1*1.35+2*1.50$

$M_{b1,Ed} = -174,92$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = -95,43$  [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -402,15$  [kN] Effort axial dans la poutre droite

**RESULTATS**

---

**RESISTANCES DE LA POUTRE****COMPRESSION**

$A_b = 112,53$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \square_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 2644,4$  [kN Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

**CISAILLEMENT**

$A_{vb} = 37,28$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 505,8 \text{ [kN Résistance de calcul de la section au cisaillement]} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,19 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$$W_{plb} = 1383,27 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 325,07 \text{ [kN*m Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)]} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

### FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$W_{pl} = 1383,27 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 325,07 \text{ [kN*m Résistance de calcul de la section à la flexion]} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

### AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 325,07 \text{ [kN*m Résistance de calcul de la section à la flexion]} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 276 \text{ [mm]} \text{ Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 1177,78 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

### PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

#### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	24	65	115	24	40	273	150	150	150	-	-	-	-
2	24	65	115	24	40	273	150	150	150	-	-	-	-
3	24	65	115	24	40	273	150	150	150	-	-	-	-
4	24	-	115	-	40	151	192	151	192	115	92	92	92
5	24	-	115	-	60	151	240	151	240	120	60	60	60
6	24	-	115	-	60	151	240	151	240	120	60	60	60

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
7	24	-	115	-	40	151	240	151	240	80	40	40	40
8	24	-	115	-	40	151	240	151	240	115	140	115	140

m – Distance du boulon de l'âme

m<sub>x</sub> – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e<sub>x</sub> – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l<sub>eff,cp</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l<sub>eff,nc</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l<sub>eff,1</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l<sub>eff,2</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l<sub>eff,cp,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l<sub>eff,nc,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l<sub>eff,1,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l<sub>eff,2,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} ( N_{cb,Rd} )$$

$$N_{j,Rd} = 2644,45 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,15 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = \frac{254,1 \text{ [kN]}}{6} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad \begin{matrix} \text{[Tableau} \\ \text{3.4]} \end{matrix}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{396,2 \text{ [kN]}}{9} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad \begin{matrix} \text{[Tableau} \\ \text{3.4]} \end{matrix}$$

F<sub>t,fc,Rd</sub> – résistance de la semelle du poteau à la flexion

F<sub>t,wc,Rd</sub> – résistance de l'âme du poteau à la traction

F<sub>t,ep,Rd</sub> – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,fc,Rd}$  – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$  – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \square_{\text{beff,t,wc}} t_{wc} f_{yc} / \square_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{\text{eff,t,wb}} t_{wb} f_{yb} / \square_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

<b><math>F_{t1,Rd,comp}</math> - Formule</b>	<b><math>F_{t1,Rd,comp}</math></b>	<b>Composant</b>
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	217,05	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 217,05$	217,05	Platine d'about - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 1177,78$	1177,78	Aile de la poutre - compression

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

<b><math>F_{t2,Rd,comp}</math> - Formule</b>	<b><math>F_{t2,Rd,comp}</math></b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	217,05	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 217,05$	217,05	Platine d'about - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1177,78 - 217,05$	960,73	Aile de la poutre - compression

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

<b><math>F_{t3,Rd,comp}</math> - Formule</b>	<b><math>F_{t3,Rd,comp}</math></b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	217,05	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 217,05$	217,05	Platine d'about - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1177,78 - 434,11$	743,68	Aile de la poutre - compression

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

<b><math>F_{t4,Rd,comp}</math> - Formule</b>	<b><math>F_{t4,Rd,comp}</math></b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	300,74	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 449,51$	449,51	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 300,74$	300,74	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement



<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1177,78 - 651,16$	526,62	Aile de la poutre - compression

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5**

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
	p	
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	2,68	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 491,27$	491,27	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 300,74$	300,74	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{ij,Rd} = 1177,78 - 951,90$	225,89	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 595,87 - 300,74$	295,14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 303,41 - 300,74$	2,68	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 595,87 - 300,74$	295,14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 303,41 - 300,74$	2,68	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 595,87 - 300,74$	295,14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 303,41 - 300,74$	2,68	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 595,87 - 300,74$	295,14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{ij,Rd} = 303,41 - 300,74$	2,68	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 6**

<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
	p	
$F_{t6,Rd} = \text{Min} (F_{t6,Rd,comp})$	119,85	Résistance d'une rangée de boulon

<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t6,Rd,comp</sub> p</b>	<b>Composant</b>
$F_{t,ep,Rd(6)} = 491,27$	491,27	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(6)} = 300,74$	300,74	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^5 F_{tj,Rd} = 1177,78 - 954,57$	223,21	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 470,75 - 2,68$	468,07	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5)} - \sum_5^5 F_{tj,Rd} = 239,70 - 2,68$	237,02	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 831,25 - 303,41$	527,84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 423,26 - 303,41$	119,85	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 831,25 - 303,41$	527,84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 423,26 - 303,41$	119,85	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 831,25 - 303,41$	527,84	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(6+5+4)} - \sum_5^4 F_{tj,Rd} = 423,26 - 303,41$	119,85	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 7**

<b>F<sub>t7,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t7,Rd,comp</sub> p</b>	<b>Composant</b>
$F_{t7,Rd} = \text{Min} (F_{t7,Rd,comp})$	79,90	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(7)} = 491,27$	491,27	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(7)} = 300,74$	300,74	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^6 F_{tj,Rd} = 1177,78 - 1074,42$	103,36	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd} = 392,29 - 119,85$	272,44	Platine d'about - traction - groupe

<b>F<sub>t7,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t7,Rd,comp</sub> p</b>	<b>Composant</b>
$F_{t,wb,Rd(7+6)} - \sum_6^6 F_{tj,Rd} = 199,75 - 119,85$	79,90	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd} = 627,67 - 122,53$	505,14	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5)} - \sum_6^5 F_{tj,Rd} = 319,60 - 122,53$	197,07	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd} = 988,17 - 423,26$	564,90	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd} = 503,16 - 423,26$	79,90	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd} = 988,17 - 423,26$	564,90	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(7+6+5+4)} - \sum_6^4 F_{tj,Rd} = 503,16 - 423,26$	79,90	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 8**

<b>F<sub>t8,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t8,Rd,comp</sub> mp</b>	<b>Composant</b>
$F_{t8,Rd} = \text{Min}(F_{t8,Rd,comp})$	23,46	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(8)} = 491,27$	491,27	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(8)} = 300,74$	300,74	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^7 F_{tj,Rd} = 1177,78 - 1154,32$	23,46	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{tj,Rd} = 705,33 - 79,90$	625,43	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7)} - \sum_7^7 F_{tj,Rd} = 359,15 - 79,90$	279,25	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{tj,Rd} = 940,71 - 199,75$	740,96	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6)} - \sum_7^6 F_{tj,Rd} = 479,00 - 199,75$	279,25	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{tj,Rd} = 1176,08 - 202,43$	973,66	Platine d'about - traction - groupe

$F_{t8,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t8,Rd,comp}$ mp	Composant
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5)} - \sum_7^5 F_{tj,Rd} = 598,85 - 202,43$	396,42	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{tj,Rd} = 1536,58 - 503,16$	1033,42	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(8+7+6+5+4)} - \sum_7^4 F_{tj,Rd} = 782,41 - 503,16$	279,25	Ame de la poutre - traction - groupe

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

N r	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	359	217,05	-	-	217,05	-	508,32	792,59
2	319	217,05	-	-	217,05	-	508,32	792,59
3	279	217,05	-	-	217,05	-	508,32	792,59
4	239	300,74	-	-	449,51	300,74	508,32	792,59
5	199	2,68	-	-	491,27	300,74	508,32	792,59
6	119	119,85	-	-	491,27	300,74	508,32	792,59
7	79	79,90	-	-	491,27	300,74	508,32	792,59
8	39	23,46	-	-	491,27	300,74	508,32	792,59

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION  $M_{j,Rd}$** 

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 301,62 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,58 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,58)$$

**VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N**

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,73 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,73)$$

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT**

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{v,Rd} = 217,1 \text{ [kN]} \text{ Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau}]$$

$\alpha_v =$	0,60	Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
	5 ]		3.4]
$F_{t,Rd,max}$	254,1 [kN	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
=	6 ]		3.4]
$F_{b,Rd,int}$	76,22 [kN	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
	]		3.4]
$F_{b,Rd,ext}$	89,24 [kN	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
	]		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	508,32	-50,27	217,05	125,88	75,61	152,45
2	508,32	-50,27	217,05	125,88	75,61	152,45
3	508,32	-50,27	217,05	125,88	75,61	152,45
4	508,32	-50,27	300,74	174,41	124,14	152,45
5	508,32	-50,27	2,68	1,55	-48,72	152,45
6	508,32	-50,27	119,85	69,51	19,24	152,45
7	508,32	-50,27	79,90	46,34	-3,93	152,45
8	508,32	-50,27	23,46	13,61	-36,66	152,45

$F_{tj,Rd,N}$  – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 1219,59 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

**RESISTANCE DES SOUDURES**

$A_w =$	132,46	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	107,50	[cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	24,96	[cm <sup>2</sup> ]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	21949,95	[cm <sup>4</sup> ]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{Lmax} = \sigma_{Lm}$	105,99	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_L = \sigma_{Lv} =$	-80,07	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{II} =$	-38,23	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\rho_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
<hr/>				
$\rho [\sigma_{Lmax}^2 + 3 * (\sigma_{Lmax}^2)] \leq f_u / (\rho_w * \sigma_{M2})$	211,98	<	365,00	<b>vérifié</b> (0,58)
$\rho [\sigma_L^2 + 3 * (\sigma_L^2 + \sigma_{II}^2)] \leq f_u / (\rho_w * \sigma_{M2})$	173,29	<	365,00	<b>vérifié</b> (0,47)
$\sigma_L \leq 0.9 * f_u / \sigma_{M2}$	105,99	<	262,80	<b>vérifié</b> (0,40)

**RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**

$t_{wash} =$	5	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	17	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	24	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	65	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	9	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

**RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS**

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>eff,j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
					Somme	55,18	1210,19
1	359	□	□	4	2	5,83	209,41

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>eff,j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
2	319	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	4	2	5,18	165,35
3	279	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	4	2	4,53	126,48
4	239	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	48	6	15,34	366,66
5	199	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	31	6	11,19	222,61
6	119	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	31	6	6,69	79,60
7	79	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	21	5	3,77	29,76
8	39	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	60	7	2,65	10,32

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=3}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 219 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 25 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 254140,86 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\square = 1,00 \text{ Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \square \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 254140,86 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

### Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 51137,80 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 3196,11 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \square S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

### COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE EN TRACTION

### REMARQUES

Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle. 10 [mm] < 12 [mm]

Pince du boulon trop faible. 24 [mm] < 31 [mm]

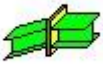

Entraxe des boulons trop faible. 40 [mm] < 57 [mm]

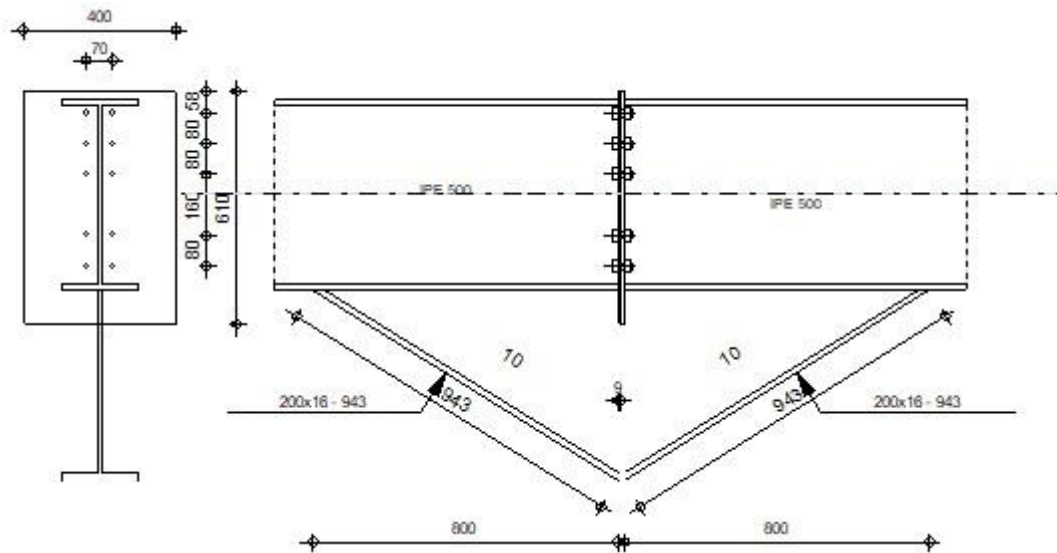
Pince du boulon à l'âme du profil trop faible. 31 [mm] < 31 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,73

**Bloc B :**

**Assemblage poutre –poutre (IPE 500 – IPE500) :**

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020	
	<b>Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre</b> NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	



## GENERAL

Assemblage N°: 2  
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre  
 Noeud de la structure: 176  
 Barres de la structure: 199, 200

## GEOMETRIE

### GAUCHE

### POUTRE

Profilé: IPE 500



**POUTRE**

Profilé: IPE 500  
Barre N°: 199  
 $\alpha = -180,0$  [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  
 $A_{bl} = 115,52$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xbl} = 48198,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
Matériau: ACIER  
 $f_{yb} = 235,00$  [MPa] Résistance

**DROITE****POUTRE**

Profilé: IPE 500  
Barre N°: 200  
 $\alpha = -0,0$  [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  
 $A_{br} = 115,52$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xbr} = 48198,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
Matériau: ACIER  
 $f_{yb} = 235,00$  [MPa] 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  
 $F_{tRd} = 113,04$  [kN] Résistance du boulon à la traction  
 $n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons  
 $n_v = 5$  Nombre de rangés 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**

$h_{pr} = 610$  [mm] Hauteur de la platine  
 $b_{pr} = 400$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{pr} = 9$  [mm] Epaisseur de la platine  
Matériau: ACIER  
 $f_{ypr} = 235,00$  [MPa] Résistance

**JARRET INFERIEUR**

$w_{rd} = 200$  [mm] Largeur de la platine  
 $t_{frd} = 16$  [mm] Epaisseur de l'aile  
 $h_{rd} = 500$  [mm] Hauteur de la platine  
 $t_{wrd} = 10$  [mm] Epaisseur de l'âme  
 $l_{rd} = 800$  [mm] Longueur de la platine  
 $\square_d = 32,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
Matériau: ACIER  
 $f_{ybu} = 235,00$  [MPa] Résistance

**SOUDURES D'ANGLE**

$a_w = 8$  [mm] Soudure âme  
 $a_f = 12$  [mm] Soudure semelle  
 $a_{fd} = 5$  [mm] Soudure horizontale

**COEFFICIENTS DE MATERIAU**

$\square_{M0} = 1,00$  Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

## EFFORTS

---

### Etat limite: ultime

Cas: 17: GQ125Ey (1+2)\*1.00+5\*1.25

$M_{b1,Ed} = 115,39$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 53,75$  [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -0,02$  [kN] Effort axial dans la poutre droite

## RESULTATS

---

### RESISTANCES DE LA POUTRE

#### COMPRESSION

$A_b = 115,52$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 2714,7$  [kN Résistance de calcul de la section à la  
= 2 ] compression EN1993-1-1:[6.2.4]

#### CISAILLEMENT

$A_{vb} = 110,87$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 1504,2$  [kN Résistance de calcul de la section au  
= 8 ] cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$  0,04 < 1,00 **vérifié** (0,04 )

#### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 2194,12$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 515,$  [kN\* Résistance plastique de la section à la flexion EN1993-1-1:  
= 62 m] (sans renforts) 1:[6.2.5.(2)]

**FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE**

$W_{pl} = 4930,47$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 1158,6$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

**AILE ET AME EN COMPRESSION**

$M_{cb,Rd} = 1158,6$  [kN\*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 983$  [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 1179,22$  [kN] 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:

$\alpha = 0,0$  [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\alpha = 32,0$  [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)]

$A_{vb} = 59,8$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\alpha = 0,90$  Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 51,0$  [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$k_{wc} = 1,00$  Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\alpha k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\alpha) / \sin(\alpha - \alpha)$$

$F_{c,wb,Rd1} = 860,05$  [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$$d_{wb} = 426 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,00 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda = 0,80 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\lambda k_{wc} \lambda b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \lambda_{M1}] \cos(\lambda) / \sin(\lambda - \lambda)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 690,23 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 * \lambda_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 940,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1} , F_{c,wb,Rd2} , F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 690,23 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

### PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

#### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	21	-	165	-	80	131	167	131	167	145	62	62	62
2	21	-	165	-	80	131	290	131	290	160	80	80	80
3	21	-	165	-	120	131	290	131	290	240	120	120	120
4	21	-	165	-	120	131	290	131	290	240	120	120	120
5	21	-	165	-	80	131	290	131	290	145	185	145	185

m – Distance du boulon de l'âme

m<sub>x</sub> – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e<sub>x</sub> – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l<sub>eff,cp</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l<sub>eff,nc</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l<sub>eff,1</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l<sub>eff,2</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l<sub>eff,cp,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

g

- $m$  – Distance du boulon de l'âme
- $l_{eff,nc}$  – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $g$  –
- $l_{eff,1,g}$  – 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

$$N_{j,Rd} = \text{Min} ( N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} )$$

$$N_{j,Rd} = 1380,46 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = \frac{113,0 \text{ [kN]}}{4} \text{ Résistance du boulon à la traction} \quad \begin{matrix} \text{[Tableau} \\ 3.4] \end{matrix}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{118,8 \text{ [kN]}}{9} \text{ Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad \begin{matrix} \text{[Tableau} \\ 3.4] \end{matrix}$$

$F_{t,fc,Rd}$  – 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

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd} ) \quad [6.2.6.4] , [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \square b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \square M_0 \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} ( F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd} ) \quad [6.2.6.5] , [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \square M_0 \quad [6.2.6.8.(1)]$$

### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} ( F_{t1,Rd,comp} )$	119,60	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 119,60$	119,60	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 314,00$	314,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 237,78$	237,78	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 1179,22$	1179,22	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 690,23$	690,23	Ame de la poutre - compression

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2**

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> p</b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	10,02	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 119,60$	119,60	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 314,00$	314,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 237,78$	237,78	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1179,22 - 119,60$	1059,62	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 690,23 - 119,60$	570,63	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 129,62 - 119,60$	10,02	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 340,30 - 119,60$	220,70	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3**

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> p</b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	109,56	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 119,60$	119,60	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 314,00$	314,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 237,78$	237,78	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1179,22 - 129,62$	1049,60	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 690,23 - 129,62$	560,62	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 182,60 - 10,02$	172,58	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 479,40 - 10,02$	469,38	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 239,18 - 129,62$	109,56	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 627,94 - 129,62$	498,32	Ame de la poutre - traction - groupe

**Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons**

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 99,51 \text{ [kN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 9,10 \text{ [kN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

#### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> p</b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	119,60	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 119,60$	119,60	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 314,00$	314,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 237,78$	237,78	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1179,22 - 138,71$	1040,50	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 690,23 - 138,71$	551,52	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 219,12 - 9,10$	210,02	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 575,28 - 9,10$	566,18	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 292,16 - 19,11$	273,04	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 767,04 - 19,11$	747,93	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 348,73 - 138,71$	210,02	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 915,58 - 138,71$	776,87	Ame de la poutre - traction - groupe

#### Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 79,42 \text{ [kN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 7,26 \text{ [kN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

#### RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> mp</b>	<b>Composant</b>
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	119,60	Résistance d'une rangée de boulon



<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t5,Rd,comp</sub></b>	<b>Composant</b>
$F_{t,ep,Rd(5)} = 119,60$	119,60	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 314,00$	314,00	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 237,78$	237,78	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 1179,22 - 145,98$	1033,24	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 690,23 - 145,98$	544,26	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 278,30 - 7,26$	271,04	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 730,66 - 7,26$	723,40	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 387,86 - 16,36$	371,50	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 1018,30 - 16,36$	1001,94	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 460,90 - 26,38$	434,52	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 1210,06 - 26,38$	1183,69	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 517,48 - 145,98$	371,50	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1358,60 - 145,98$	1212,63	Ame de la poutre - traction - groupe

### Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 69,38 \text{ [kN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$$

$$F_{t5,Rd} = 6,34 \text{ [kN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

### TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

<b>N</b>	<b>r</b>	<b>h<sub>j</sub></b>	<b>F<sub>tj,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,fc,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wc,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,ep,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,wb,Rd</sub></b>	<b>F<sub>t,Rd</sub></b>	<b>B<sub>p,Rd</sub></b>
<b>1</b>	<b>953</b>		119,60	-	-	119,60	314,00	226,08	237,78

Nr	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
2	873	10,02	-	-	119,60	314,00	226,08	237,78
3	793	9,10	-	-	119,60	314,00	226,08	237,78
4	633	7,26	-	-	119,60	314,00	226,08	237,78
5	553	6,34	-	-	119,60	314,00	226,08	237,78

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 137,98 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,84 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,84)$$

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad \begin{matrix} \text{[Tableau} \\ \text{3.4]} \end{matrix}$$

$$\alpha_{Lf} = 0,95 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 91,68 \begin{matrix} \text{[kN} \\ \text{]} \end{matrix} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad \begin{matrix} \text{[Tableau} \\ \text{3.4]} \end{matrix}$$

$$F_{t,Rd,max} = 113,0 \begin{matrix} \text{[kN} \\ \text{]} \end{matrix} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad \begin{matrix} \text{[Tableau} \\ \text{3.4]} \end{matrix}$$

$$F_{b,Rd,int} = 105,1 \begin{matrix} \text{[kN} \\ \text{]} \end{matrix} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression} \quad \begin{matrix} \text{[Tableau} \\ \text{3.4]} \end{matrix}$$

$$F_{b,Rd,ext} = 105,1 \begin{matrix} \text{[kN} \\ \text{]} \end{matrix} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad \begin{matrix} \text{[Tableau} \\ \text{3.4]} \end{matrix}$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	226,08	-0,00	119,60	100,03	100,02	125,42
2	226,08	-0,00	10,02	8,38	8,37	178,52
3	226,08	-0,00	9,10	7,61	7,60	178,96
4	226,08	-0,00	7,26	6,07	6,07	179,85
5	226,08	-0,00	6,34	5,30	5,30	180,30

$F_{tj,Rd,N}$  – 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

$F_{tj,Rd,N}$  – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 843,05 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,06 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

### RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 246,33 \text{ [cm}^2 \text{]} \text{ Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 101,18 \text{ [cm}^2 \text{]} \text{ Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 145,14 \text{ [cm}^2 \text{]} \text{ Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 257806,43 \text{ [cm}^4 \text{]} \text{ Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{L,max} = \sigma_{L,m} = -16,45 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_L = \sigma_L = -16,45 \text{ [MPa]} \text{ Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{II} = 3,70 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\rho_w = 0,80 \text{ Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\rho [\sigma_{L,max}^2 + 3 * (\sigma_{L,max}^2)] \leq f_u / (\rho_w * \sigma_{M2}) \quad 32,90 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

$$\rho [\sigma_L^2 + 3 * (\sigma_L^2 + \sigma_{II}^2)] \leq f_u / (\rho_w * \sigma_{M2}) \quad 33,52 < 365,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

$$\sigma_L \leq 0.9 * f_u / \sigma_{M2} \quad 16,45 < 262,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

**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)]
$L_b =$	47 [mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	5 [mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

**RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS**

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>eff,j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
					Somme	79,47	6094,93
1	953	□	□	4	2	15,05	1433,68
2	873	□	□	6	2	16,39	1430,00
3	793	□	□	9	2	18,99	1505,23
4	633	□	□	9	2	15,16	958,84
5	553	□	□	9	3	13,88	767,18

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 767 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 10 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 1279935,05 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\square = 1,84 \text{ Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \square \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 693944,26 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

**Classification de l'assemblage par rigidité.**

$$S_{j,rig} = 101216,85 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 6326,05 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \square S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

**COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:**

## PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

## REMARQUES

Hauteur de la platine trop faible.  $976 \text{ [mm]} > 610 \text{ [mm]}$

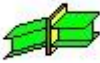

Pince du boulon trop grande.  $165 \text{ [mm]} > 76 \text{ [mm]}$

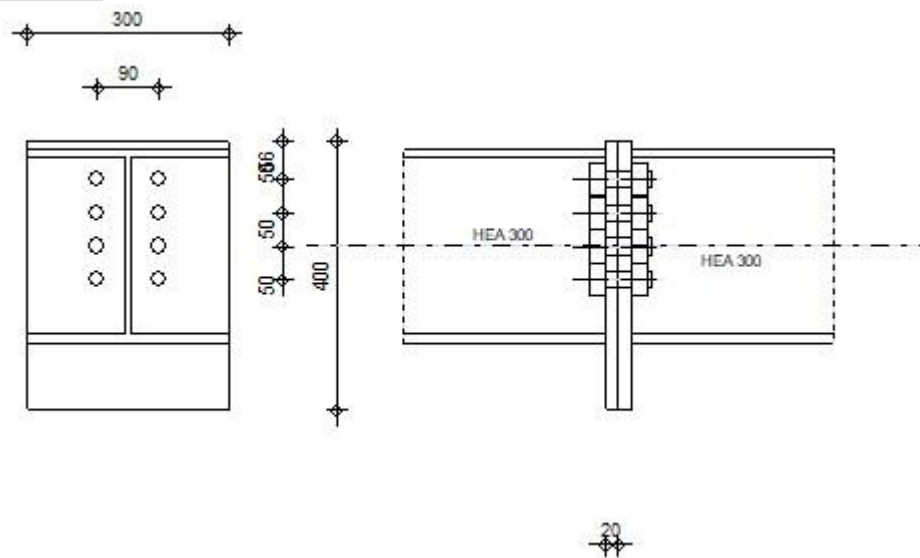
Entraxe des boulons trop grand.  $160 \text{ [mm]} > 126 \text{ [mm]}$

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme**

Ratio 0,84

## Assemblage Poteau –Poteau (IPE 300– IPE300) :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020	
	<b>Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre</b> NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	



## GENERAL

Assemblage N°: 4

Nom de l'assemblage : Poutre - poutre

Noeud de la structure: 101

Barres de la structure: 111, 112

## GEOMETRIE

**GAUCHE****POUTRE**

Profilé: HEA 300  
Barre N°: 111  
 $\alpha = -180,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_{bl} = 290$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fbl} = 300$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wbl} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fbl} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{bl} = 27$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{bl} = 112,53$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xbl} = 18263,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
Matériau: ACIER  
 $f_{yb} = 235,00$  [MPa] Résistance

**DROITE****POUTRE**

Profilé: HEA 300  
Barre N°: 112  
 $\alpha = -0,0$  [Deg] Angle d'inclinaison  
 $h_{br} = 290$  [mm] Hauteur de la section de la poutre  
 $b_{fbr} = 300$  [mm] Largeur de la section de la poutre  
 $t_{wbr} = 9$  [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre  
 $t_{fbr} = 14$  [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre  
 $r_{br} = 27$  [mm] Rayon de congé de la section de la poutre  
 $A_{br} = 112,53$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section de la poutre  
 $I_{xbr} = 18263,50$  [cm<sup>4</sup>] Moment d'inertie de la poutre  
Matériau: ACIER  
 $f_{yb} = 235,00$  [MPa] Résistance

**BOULONS**

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

$d = 24$  [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 254,16$  [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$  Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 4$  Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 56$  [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement  $e_i = 90$  [mm]

Entraxe  $p_i = 50;50;50$  [mm]

**PLATINE**

$h_{pr} = 400$  [mm] Hauteur de la platine

$b_{pr} = 300$  [mm] Largeur de la platine

$t_{pr} = 20$  [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$f_{ypr} = 235,00$  [MPa] Résistance

**SOUDURES D'ANGLE**

$a_w = 6$  [mm] Soudure âme

$a_f = 10$  [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: 7: ELU  $1*1.35+2*1.50$

$M_{b1,Ed} = -98,88$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$M_{b1,Ed} = -98,88$  [kN\*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = -26,95$  [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -94,27$  [kN] Effort axial dans la poutre droite

## RESULTATS

---

### RESISTANCES DE LA POUTRE

#### COMPRESSION

$A_b = 112,53$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 2644,4$  [kN Résistance de calcul de la section à la  
= 5 ] compression EN1993-1-1:[6.2.4]

#### CISAILLEMENT

$A_{vb} = 37,28$  [cm<sup>2</sup>] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 505,8$  [kN Résistance de calcul de la section au  
= 1 ] cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0,05 < 1,00$	vérifié	(0,05)
----------------------------------	---------------	---------	--------

#### FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1383,27$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 325,07$  [kN\*m Résistance plastique de la section à la flexion  
= 07 m] (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

#### FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1383,27$  [cm<sup>3</sup>] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 325,0$  [kN\*m Résistance de calcul de la section à la  
= 7 ] flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

#### AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 325,0$  [kN\*m Résistance de calcul de la section à la  
= 7 ] flexion EN1993-1-1:[6.2.5]



$M_{cb,Rd}$  325,0 [kN\*m Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1: [6.2.5]

$h_f$  = 276 [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 1177,78$  [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

### PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

#### LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m <sub>x</sub>	e	e <sub>x</sub>	p	l <sub>eff,cp</sub>	l <sub>eff,nc</sub>	l <sub>eff,1</sub>	l <sub>eff,2</sub>	l <sub>eff,cp,g</sub>	l <sub>eff,nc,g</sub>	l <sub>eff,1,g</sub>	l <sub>eff,2,g</sub>
1	34	-	105	-	50	213	265	213	265	157	157	157	157
2	34	-	105	-	50	213	267	213	267	100	50	50	50
3	34	-	105	-	50	213	267	213	267	100	50	50	50
4	34	-	105	-	50	213	267	213	267	157	159	157	159

m – Distance du boulon de l'âme

m<sub>x</sub> – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e<sub>x</sub> – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l<sub>eff,cp</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l<sub>eff,nc</sub> – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l<sub>eff,1</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l<sub>eff,2</sub> – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l<sub>eff,cp,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l<sub>eff,nc,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l<sub>eff,1,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l<sub>eff,2,g</sub> – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} ( N_{cb,Rd} )$$

$N_{j,Rd} = 2644,45$  [kN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$   $0,04 < 1,00$  **vérifié** (0,04)

### RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = \frac{254,1}{6}$  [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 396,2$  [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$  – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$  – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$  – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$  – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$  [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \sigma_{beff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \sigma_{M0}$  [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]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \sigma_{M0}$  [6.2.6.8.(1)]

### **RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1**

<b><math>F_{t1,Rd,comp}</math> - Formule</b>	<b><math>F_{t1,Rd,comp}</math></b>	<b>Composant</b>
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	426,24	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 445,44$	445,44	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 426,24$	426,24	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 1177,78$	1177,78	Aile de la poutre - compression

### **RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2**

<b><math>F_{t2,Rd,comp}</math> - Formule</b>	<b><math>F_{t2,Rd,comp}</math></b>	<b>Composant</b>
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	145,40	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 446,68$	446,68	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 426,24$	426,24	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement

<b>F<sub>t2,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t2,Rd,com</sub> p</b>	<b>Composant</b>
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1177,78 - 426,24$	751,54	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 571,65 - 426,24$	145,40	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 412,55 - 426,24$	-13,69	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3**

<b>F<sub>t3,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t3,Rd,com</sub> p</b>	<b>Composant</b>
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	131,38	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 446,68$	446,68	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 426,24$	426,24	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1177,78 - 571,65$	606,14	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 276,78 - 145,40$	131,38	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 199,75 - 145,40$	54,35	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 710,04 - 571,65$	138,39	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 512,43 - 571,65$	-59,22	Ame de la poutre - traction - groupe

**RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4**

<b>F<sub>t4,Rd,comp</sub> - Formule</b>	<b>F<sub>t4,Rd,com</sub> p</b>	<b>Composant</b>
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	126,10	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 446,68$	446,68	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 426,24$	426,24	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 792,59$	792,59	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1177,78 - 703,02$	474,76	Aile de la poutre - compression

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$ p	Composant
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 577,22 - 131,38$	445,85	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 416,58 - 131,38$	285,20	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 715,62 - 276,78$	438,83	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 516,45 - 276,78$	239,67	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1148,87 - 703,02$	445,85	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 829,13 - 703,02$	126,10	Ame de la poutre - traction - groupe

**TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS**

N	$h_j$	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	189	426,24	-	-	445,44	426,24	508,32	792,59
2	139	145,40	-	-	446,68	426,24	508,32	792,59
3	89	131,38	-	-	446,68	426,24	508,32	792,59
4	39	126,10	-	-	446,68	426,24	508,32	792,59

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION  $M_{j,Rd}$** 

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 117,38 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,84 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,84)$$

**RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT**

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{217,1 \text{ [kN]}}{5} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$F_{t,Rd,max} = \frac{254,1 \text{ [kN]}}{6} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$F_{b,Rd,int} = 137,0 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$\alpha_v =$	0,60	Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
	2 ]	diamétrale	3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	251,5 [kN	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
	7 ]		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	508,32	-23,57	426,24	359,06	335,49	229,55
2	508,32	-23,57	145,40	122,49	98,92	274,03
3	508,32	-23,57	131,38	110,67	87,10	274,03
4	508,32	-23,57	126,10	106,23	82,66	274,03

$F_{tj,Rd,N}$  – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum I^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 1051,65 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

### RESISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 132,46 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 107,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 24,96 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 21949, \text{ [cm}^4\text{]} \text{ Moment d'inertie du système de soudures par} \quad [4.5.3.2($$

$A_w =$	132,46	[cm <sup>2</sup> ]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
	95	[ ]	rapport à l'axe horiz.	[5)]
$\sigma_{Lmax} = \sigma_{Lm}$	-52,81	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_L = \sigma_L =$	-38,16	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{II} =$	-10,80	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\rho_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]
<hr/>				
$\rho [\sigma_{Lmax}^2 + 3 * (\sigma_{Lmax}^2)] \leq f_u / (\rho_w * \rho_{M2})$	105,63	<	365,00	vérifié (0,29)
$\rho [\sigma_L^2 + 3 * (\sigma_L^2 + \sigma_{II}^2)] \leq f_u / (\rho_w * \rho_{M2})$	78,58	<	365,00	vérifié (0,22)
$\sigma_L \leq 0.9 * f_u / \rho_{M2}$	52,81	<	262,80	vérifié (0,20)

**RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**

$t_{wash} =$	5	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{head} =$	17	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	24	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	65	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	9	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

**RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS**

Nr	h <sub>j</sub>	k <sub>3</sub>	k <sub>4</sub>	k <sub>5</sub>	k <sub>eff,j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub>	k <sub>eff,j</sub> h <sub>j</sub> <sup>2</sup>
					Somme	19,28	284,82
1	189	□	□	29	5	10,29	194,44
2	139	□	□	9	3	4,19	58,23
3	89	□	□	9	3	2,68	23,87
4	39	□	□	29	5	2,12	8,28

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 148 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$k_{eq} = 13$  [mm] Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons [6.3.3.1.(1)]

$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 k_{eq}$  [6.3.1.(4)]

$S_{j,ini} = 59812,50$  [kN\*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\square = 1,88$  Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \square$  [6.3.1.(4)]

$S_j = 31802,69$  [kN\*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

### Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 51137,80$  [kN\*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 3196,11$  [kN\*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \square S_{j,rig}$  RIGIDE

### COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DE LA POUTRE EN TRACTION

### REMARQUES

Pince du boulon trop grande. 194 [mm] > 120 [mm]

Entraxe des boulons trop faible. 50 [mm] < 57 [mm]

**Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme** Ratio 0,84