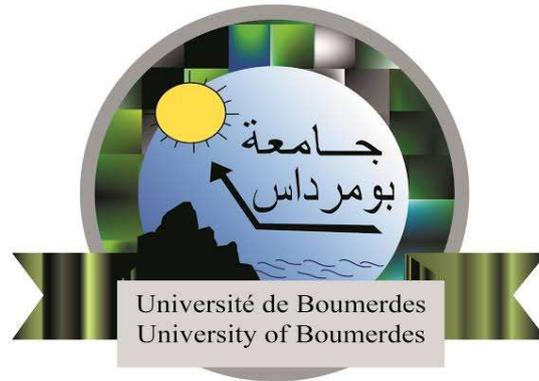


République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA BOUMERDES
Faculté de Technologie



Département Génie Mécanique

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Mécanique

Spécialité : Ouvrages Métalliques et Chaudronnés

Thème

**ETUDE ET CONCEPTION D'UN HALL INDUSTRIEL
(36×102×12) AVEC MEZZANINE MUNI DE DEUX PONTS
ROULANTS DE 10 TONNES EN SERIES**

Réalisé par :

- FEDGHOUCHE Mohamed Amine

Promoteur :

- M. IFRAH R.

Encadreur :

- M. ROUABAH S.

Remerciements

Gloire à Dieu Le Clément, Le Miséricordieux et Tout Puissant de m'avoir donné, la force, le courage, la santé et la volonté de mener à bout et à bien ce mémoire de fin d'études.

De prime abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu voir le jour sans l'aide et les orientations de mon promoteur M. IFRAH R. Je tiens à le remercier vivement pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant toutes les phases de préparation de ce mémoire.

Mes remerciements s'adressent aussi à M. ROUABAH S. et M. TAGRARA M. pour leurs précieuses aides et leurs soutiens et encouragements qui m'ont été très utiles pour l'achèvement de ce mémoire.

Mes vifs remerciements et reconnaissances s'adressent également à tous mes enseignants, depuis ma première année jusqu'à un cycle final de mes études, pour leur générosité et patience dont ils ont su faire preuve malgré leurs charges académiques et professionnelles.

Merci

Dédicaces

Avant tout, je remercie Dieu Le Tout Puissant

- **A ceux qui se sont donnés toutes les peines et sacrifices, pour me voir grandir, étudier et réussir dans ma vie. Aux deux êtres qui me sont les plus chers, ma défunte mère, que Dieu aie son âme et l'accueille dans Son vaste Paradis (Allah yarhamha) et mon père que Dieu le préserve de tout malheur ;**
- **A mon très cher frère et mes chères sœurs ;**
- **A ma belle-mère qui avec sa grande sagesse a pu conserver l'équilibre de notre petite famille ;**
- **A ma grande famille ;**
- **A tous mes collègues étudiants, tous mes amis sans exception, entre autres : Abderrahim MOUSSAOUI, Raouf MIHOUBI, Nadir DAHMANI et BARIZIANE Fayçal ;**
- **A tous mes enseignants que j'ai eus durant toutes mes années d'études ;**

Je dédie ce modeste travail

Table des matières

Introduction générale :	1
Chapitre I : Présentation du Projet	2
I.1 Introduction :	2
I.2 Présentation de l'entreprise :	2
I.3 Présentation du sujet	3
a) Implantation :	3
b) Les dimensions géométriques :	3
I.4 Règlements utilisés :	5
I.5 Logiciels utilisés :	5
I.6 Conclusion :	5
Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE	6
II-1-Introduction.....	6
II.2 Calcul des charges de neige.....	7
II.3 Calcul des charges de vent	8
II.3.1- Calcul de la pression due au vent.....	9
II.4 Détermination de la force de frottement :	18
II.5 Conclusion :	18
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	19
III.1 Introduction :	19
III.2 Calcul des pannes :	19
III.2.1 Hypothèses de calcul :	19
III.2.2 Chargement d'une panne :	19
III.2.3 Détermination des sollicitations :	20
III.3 Calcul des lisses de bardage :	25
III.3.1 Hypothèse de calcul :	25
III.3.2 Détermination des sollicitations :	25
III.4 Calcul des liernes :	29
III.5 Calcul des potelets :	31
III.5.1 Hypothèse de calcul :	31
III.5.2 Détermination des sollicitations :	31
III.6 Conclusion :	36
Chapitre IV : Etude des planchers collaborants	37
IV.1 Introduction :	37
IV.2 Hypothèses :	37
IV.3 Notations :	37
IV.3.1 Dimensions linéaires :	37
IV.3.2 Caractéristiques de la section :	38

IV.3.3 Éléments constituant le plancher :	38
IV.4 Vérification au stade de montage :	39
IV.5 Vérification au stade final.....	41
IV.6- Calcul de la poutre maîtresse :.....	46
IV.7 Calcul de la poutre secondaire :.....	50
IV.8 Les goujons :.....	52
IV.8.1 Effort de cisaillement longitudinal :	53
IV. 8.2 La résistance d'un connecteur Prd :.....	54
IV.8.3 Nombre de connecteurs	55
IV.8.4 L'espace des connecteurs :	55
IV.9 Conclusion :	55
Chapitre V : Etude des escaliers	55
V.1 Introduction :.....	55
V.2 Dimensionnement :	56
V.3 La vérification selon RONDELET :	56
V.4 Dimensionnement de la cornière (support):.....	57
V.4.1. Détermination la section de cornière de support (cornière de marche) :	57
V.4.2 Evaluation des charges:.....	57
V.4.3. Les combinaisons des charges : (ELS).....	58
V.4.4 Evaluation des charges :.....	58
V.4.5 Les combinaisons des charges :	58
V.4.6 Vérification à la flèche :.....	59
V.4.7 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):	59
V.4.8 Vérification du moment fléchissant (résistance):.....	59
V.5 Dimensionnement du limon :	60
V.5.1 Détermination de la section de limon :	60
V.5.2 Evaluation des charges :.....	61
V.5.3 Les combinaisons des charges :	61
V.5.4 Vérification de la flèche :.....	61
V.5.5 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):	62
V.5.6 Vérification du moment fléchissant (résistance):.....	62
V.5.7 Vérification de l'effort axial de compression:	63
V.6 Dimensionnement du palier de repos :.....	63
V.6.1. Détermination de la section de solive :	63
V.6.2. Evaluation des charges :.....	63
V.6.3. La combinaison des charges : (ELS).....	64
V.6.4 Evaluation des charges:.....	64
V.6.5 Les combinaisons des charges :	65

V.6.6 Vérification de la flèche :	65
V.6.7 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):	66
V.6.8 Vérification du moment fléchissant (résistance):.....	66
V.7. Dimensionnement de la poutre palière :	66
V.7.2. Charges permanentes :	67
V.7.3 Charges d'exploitations :	68
V.7.4. Combinaisons des charges :	68
V.7.5 Vérification de la flèche :	68
V.7.6. Vérification du moment fléchissant (résistance) :	69
V.8. Conclusion :	70
Chapitre VI : Calcul du chemin de roulement	71
VI.1 Introduction :	71
VI.2. Termes et définitions spécifiques aux palans et aux appareils de levage sur poutres de roulement :	71
❖ Caractéristiques du pont roulant :	71
❖ Le classement et coefficient de pont roulant :	72
❖ Coefficients :	72
❖ Calcul de la poutre de roulement PDR :	73
❖ Evaluation des charges :	76
❖ Vérification de la poutre de roulement :	78
VI.3 Conclusion :	84
Chapitre VII : Etude sismique	85
VII.1. Introduction :	85
VII.2. Différentes méthodes :	85
VII.3. Choix de la méthode dans notre cas :	85
VII.3.1. Condition d'applications :	85
VII.3.2. Principe de la méthode statique équivalente :	85
VII.3.3. : Calcul de l'effort tranchant V à la base :	86
VII.3.4. Le poids du aux charges permanentes (WG) :	89
VII.4 Distribution de la force sismique sur les étages :	92
VII.5 Répartition de la force sismique sur les étages :	93
VII.5.1. Répartition des efforts entre les portiques :	93
VII.5.2. Répartition de la force sismique :	94
VII.6. Conclusion :	97
Chapitre VIII : Stabilité et contreventement	98
VIII.1. Introduction	98
VIII.2. Contreventement de la toiture « poutre au vent »	98
VIII.2.1. Évaluation des efforts horizontaux :	99

VIII.2.2 Effort de traction dans les diagonales :	99
VIII.2.3 Vérification des diagonales à la traction :	101
VIII.3. Étude des palées de stabilités :	102
VIII.3.1 Calcul des diagonales :	103
VIII.3.2 Évaluation des charges :	103
VIII.3.3. Calcul des réactions :	104
VIII.3.4 Calcul des efforts intérieurs :	104
VIII.3.5 Vérification des diagonales à la traction :	104
VIII.4 Calcul de la sablière :	105
VIII-4.1-Vérification de la résistance au flambement :	106
Chapitre IX : Etude du portique	108
IX.1 Introduction :	108
IX.2 Dimensionnement de la structure :	108
IX.3 Vérification du poteau de rive :	110
IX.4 Vérification de la traverse (ferme) :	112
IX.5 Vérification du poteau de plancher :	113
IX.6 Vérification du potelet :	115
IX.7 Vérification de poteau de centre :	117
IX.8 Vérification de la poutre maitresse :	119
IX.9 Conclusion :	120
Chapitre X : Etude des assemblages	121
X.1. Introduction :	121
X.2 Fonctionnement des assemblages :	121
X.3 Calcul d'assemblage poteau de rive – traverse (ferme) :	122
X.4 Calcul d'assemblage poteau de rive - poutre secondaire :	139
X.5 Calcul d'assemblage poteau de rive - poutre maitresse :	148
X.6 Calcul d'assemblage poutre maitresse – solive :	162
X.7 Calcul d'assemblage Poteau de plancher – Potelet :	172
X.8 Calcul d'ancrage poteau de rive :	183
X.9 Calcul d'ancrage de poteau de plancher :	195
X.10 Conclusion :	204
BIBLIOGRAPHIE.....	207
1. NORMES ET REGLEMENTS :	207
2. LIVRES :	207
3. MEMOIRES :	207
4. LES LOGICIELS :	207

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Présentation du projet

Tab 1 : Zone d’implantation de la structure.....	3
Tab 2 : Dimensions du hall.....	3
Tab 3 : Dimensions de la cage d’escalier.....	3

CHAPITRE 2 : Etude climatique

Tab 1 : Coefficient de forme –toiture à deux versants.....	7
Tab 2 : Pression dynamique de référence.....	8
Tab 3 : Valeurs de la pression dynamique de pointe.....	9
Tab 4 : Les surfaces chargées de la paroi verticale considérée en m ²	10
Tab 5 : C_{pe} pour les parois verticales - direction V1 du vent.....	11
Tab 6 : Les surfaces chargées de la paroi verticale considérée en m ²	12
Tab 7 : C_{pe} pour toiture -direction V1 du vent.....	13
Tab 8 : Les surfaces chargées de la paroi verticale considérée en m ²	14
Tab 9 : C_{pe} pour les parois verticales - direction V2 du vent.....	15
Tab 10 : Les surfaces chargées de la paroi verticale considérée en m ²	15
Tab 11 : C_{pe} pour toiture - direction V2 du vent.....	16
Tab 12 : Pression Qj pour pignon 1-2 pour paroi verticale.....	17
Tab 13 : Pression Qj pour pignon 1-2 pour toiture.....	17
Tab 14 : Pression Qj de long pan 1-2 pour paroi verticale.....	17
Tab 15 : Pression Qj de long pan 1-2 pour toiture (Dépression).....	18
Tab 16 : Pression Qj de long pan 1-2 pour toiture (Dépression).....	18

CHAPITRE 3 : Eléments secondaires

Tab 1 : Caractéristiques et dimensions de l’IPE 180.....	20
Tab 2 : La projection des charges.....	21
Tab 3 : Les combinaisons des charges ELS.....	21
Tab 4 : Les combinaisons des charges ELU.....	21
Tab 5 : Caractéristiques et dimensions d’un UPN 160.....	25
Tab 6 : Caractéristiques du profile IPE 300	32
Tab 7 : Combinaison ELS et ELU.....	32

CHAPITRE 4 : Etude des planchers collaborants

Tab 1 : Caractéristiques de profile IPE 220.....	39
Tab 2 : Combinaison des charge ELS et ELU.....	39
Tab 3 : Combinaison des charge ELS et ELU.....	42
Tab 4 : Caractéristiques et dimensions de l'IPE 400.....	47
Tab 5 : Combinaisons des charges ELS et ELU.....	47
Tab 6 : Caractéristiques et dimensions de l'IPE 400.....	49
Tab 7 : Combinaisons des charges ELS et ELU.....	50

CHAPITRE 5 : Etude des escaliers

Tab 1 : Caractéristiques et dimensions de : L 40×40×4.....	58
Tab 2 : Caractéristiques et dimensions d'un UPN 160.....	60
Tab 3 : Caractéristiques et dimensions de l'IPE 160.....	64
Tab 4 : Caractéristiques et dimensions de l'UPN160.....	67

CHAPITRE 6 : Chemin de roulement

Tab 1 : Caractéristiques du pont roulant.....	71
Tab 2 : Classements des ponts roulants.....	72
Tab 3 : Coefficients de majoration dynamique.....	73
Tab 4 : Les valeurs des réactions du pont roulant.....	74
Tab 5 : Caractéristiques de profile HEA320.....	74
Tab 6 : Caractéristiques des rails.....	74
Tab 7 : Dimensions de crapaud.....	75
Tab 8 : Tableau récapitulatif des charges.....	78
Tab 9 : les combinaisons des charges verticales.....	79
Tab 10 : les combinaisons des charges verticales (les moments).....	79
Tab 11 : les combinaisons des charges horizontales transversales.....	79
Tab 12 : les combinaisons des charges horizontales transversales (les moments).....	79

CHAPITRE 7 : Etude sismique

Tab 1 : Facteur de qualité.....	88
Tab 2 : Poids de 1 ^{er} niveau.....	89
Tab 3 : Poids de 2 ^{eme} niveau.....	90
Tab 4 : Poids de 3 ^{eme} niveau.....	90

Tab 5 : Poids de 3 ^{eme} niveau.....	91
Tab 6 : force sismique globale transversale.....	92
Tab 7 : force sismique globale longitudinale.....	92
Tab 8 : Distribution des efforts sismique sur filles niveau 1 Sens transversale.....	94
Tab 9 : Distribution des efforts sismique sur filles niveau 2 Sens transversale.....	95
Tab 10 : Distribution des efforts sismique sur filles niveau 3 Sens transversale.....	95
Tab 11 : Distribution des efforts sismique sur filles niveau 1 Sens longitudinale.....	96
Tab 12 : Distribution des efforts sismique sur filles niveau 2 Sens longitudinale.....	97
Tab 13 : Distribution des efforts sismique sur filles niveau 3 Sens longitudinale.....	97

CHAPITRE 9 : Etude du portique

Tab 1 : combinaisons des charges.....	109
Tab 2 : Types de chargement sur logiciel.....	109

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Présentation du projet

Fig 1 : Vue en 3D long pan.....	4
Fig 2 : Vue du pignon (hall).....	4
Fig 3 : Vue lon pan.....	5

CHAPITRE 2 : Etude climatique

Fig 1 : Vue en perspective de la structure	6
Fig 2 : Coefficient de pression extérieure (paroi verticale)	10
Fig 3 : Zone de C_{pe} pour les parois verticales - direction V1 du vent.....	11
Fig 4 : Zone de C_{pe} pour les parois verticales-direction V1 du vent.....	11
Fig 5 : Coefficient de pression extérieure (toiture).....	12
Fig 6 : Coefficient de pression extérieure (paroi verticale).....	13
Fig 7 : Zone de C_{pe} pour les parois verticales-direction V2 du vent.....	14
Fig 8 : Coefficient de pression extérieure (toiture).....	15
Fig 9 : Valeurs de C_{pi} et μ_p en fonction des ouvertures et de la direction de vent.....	16

CHAPITRE 3 : Eléments secondaires

Fig 1 : Les charges agissant sur la panne.....	20
Fig 2 : Répartition des charges ponctuelles sur la portée de la panne.....	21
Fig 3 : Disposition des lisses.....	25
Fig 4 : Disposition des liernes.....	30
Fig 5 : Disposition des potelets.....	31

CHAPITRE 4 : Etude des planchers collaborants

Fig 1 : Disposition des solives sur la poutre maitresse.....	38
Fig 2 : Position de l'axe neutre élastique et plastique.....	42
Fig 3 : Schéma statique de la poutre maitresse sous chargement.....	47
Fig 4 : Schéma statique de la poutre secondaire sous chargement.....	49
Fig 5 : Dimensions des connecteurs.....	52

CHAPITRE 5 : Etude des escaliers

Fig 1 : Présentation de l'escalier.....	55
Fig 2 : Dimensionnements de l'escalier.....	56
Fig 3 : La disposition des cornières.....	57
Fig 4 : Eléments constructifs de la marche.....	57

Fig 5 : Distribution des charges sur un limon.....	60
Fig 6 : Distribution des charges sur un quart de tôle du palier.....	63
Fig 7 : Distribution des charges sur la poutre palière.....	66

CHAPITRE 6 : Chemin de roulement

Fig 1 : Schéma de pont roulant.....	72
Fig 2 : Schéma (PDR+rail).....	75
Fig 3 : Disposition des réactions des galets sur la PDR.....	76
Fig 4 : Schéma représentant les réactions.....	77

CHAPITRE 8 : Stabilité et contreventement

Fig 1 : Disposition des efforts sur la poutre au vent.....	98
Fig 2 : Découpage des nœuds.....	99
Fig 3 : Dimensions de la palée de stabilité et charges horizontales.....	103
Fig 4 : Représentation des efforts dans la sablière.....	106

CHAPITRE 9 : Etude du portique

Fig 1 : Dimensions de portique le plus sollicité	109
--	-----

CHAPITRE 10 : Etude des assemblages

Fig 1 : Représentation de l'assemblage Poteau de rive – travers (ferme)	122
Fig 2 : Représentation de l'assemblage Poteau de rive – poutre secondaire.....	139
Fig 3 : Représentation de l'assemblage Poteau de rive – poutre maitresse.....	148
Fig 4 : Représentation de l'assemblage poutre maitresse – solive.....	162
Fig 5 : Représentation de l'assemblage Poteau de plancher – potelet.....	172
Fig 6 : Représentation de l'ancrage de poteau de rive.....	183
Fig 7 : Représentation de l'ancrage poteau de plancher.....	196

Notation et symboles :

A	Section brute d'une pièce ;
A_{net}	Section nette d'une pièce ;
A_w	Section de l'âme ;
A_s	Aire de la Section résistante à la traction du boulon ;
E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ;
F	Force en générale ;
$F_{t,Rd}$	Résistance d'un boulon en traction ;
$F_{b,Rd}$	Résistance à la pression diamétrale;
G	Module d'élasticité transversale de l'acier ;
G	La charge permanente ;
I	Moment d'inertie ;
L	Longueur ;
M_{sd}	Moment fléchissant ;
M_{Rd}	Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise ;
M_{pl}	Moment plastique ;
N_{sd}	Effort normal ;
$N_{t\ sd}$	Effort normal de traction ;
N_{pl}	Effort normal plastique ;
N_u	Effort normal ultime ;
N_j	Force d'adhérence avec le béton ;
Q	Charge d'exploitation ;
W_{pl}	Module de résistance plastique ;
W_{el}	Module de résistance élastique ;
b	Largeur de l'âme ;
b_{eff}	Largeur efficace ;
c_i	Coefficients ;
d	entraxe, diamètre ;
d_0	diamètre de perçage des trous de boulon ;
f	flèche d'une poutre ;
f_y	Limite d'élasticité ;
f_{yb}	Limite d'élasticité d'un boulon ;
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce ;
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon ;
h	hauteur d'une pièce ;
i	Rayon de giration ;
k_s	coefficient fonction de la dimension des trous de perçage ;
k_j	facteur de concentration ;
n	Nombre de boulons ;
m	Nombre de plans de cisaillement ;
r_c	rayon de raccordement âme /semelle du poteau ;

t_w	Épaisseur de l'âme de poutre ou poteau ;
t_f	Épaisseur de la semelle ;
t_{wc}	épaisseur âme poteau ;
t_{fc}	épaisseur semelle poteau ;
t	Épaisseur platine ;
χ	Coefficient de réduction de flambement ;
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent ;
γ_{Mi}	Coefficient de sécurité ;
γ_{Mb}	Coefficient de de sécurité boulon ;
γ_{MS}	Coefficient partiel de sécurité ;
λ	Élancement ;
$\bar{\lambda}$	Élancement réduit
α	Facteur d'imperfection ;
μ	Coefficient de frottement ou coefficient de forme de la charge de neige ;
σ	Contrainte normale ;
τ_e	contrainte limite de cisaillement en élasticité ;
ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier ;
η	Facteur de correction d'amortissement ;
$\bar{\lambda}_{LT}$	Élancement de déversement

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale :

La construction métallique occupe un pôle technologique important dans plusieurs domaines comme la charpente, la chaudronnerie, et la tuyauterie. Nous la retrouvons dans plusieurs domaines de la construction à savoir : les constructions industrielles, les hangars, les réservoirs, les ponts et les bâtiments à usage administratifs et habitation.

La charpente métallique est un domaine très large et vaste dans le milieu de la construction métallique car elle permet de réaliser des ouvrages dans des temps record avec un degré sécurité. Comme le cas des halls industriels pour l'installation des équipements et les grands espaces de circulation.

Une telle construction est maintenue par une ossature métallique, résultante de l'assemblage de différente composante, cet assemblage doit être conçu globalement de manière à assurer que la structure réalisée reste stable, c'est-à-dire respecter ultérieurement et tout au long du processus de l'étude, la stabilité de l'ouvrage vis à vis de toutes les actions qui lui sont appliquée, assurer la cohérence des déformations relatives des systèmes structurels.

Le dimensionnement d'une structure métallique se déroule presque toujours selon les étapes suivantes :

- 1 – Dessin de l'ossature principale.
- 2 – Définition des actions appliquées à la structure.
- 3 – Choix des barres de l'ossature sur la base d'un pré dimensionnement ou de l'expérience.
- 4 – Modélisation de la structure, analyse globale et détermination des sollicitations dans les barres.
- 5 – Vérifications diverses des barres.
- 6 – Conception et vérification des assemblages.

La conception d'ensemble préalable à tout calcul, consiste donc à établir une organisation générale des éléments de telle sorte que toutes les fonctions structurelles soient remplies, dans des conditions compatibles avec l'exploitation du bâtiment ce qui est le but de notre modeste travail qui consiste à faire l'étude et la conception d'un hall industriel (36×102×12) avec mezzanine muni de deux ponts roulants de 10 tonnes en séries.

PRESENTATION DU PROJET

Chapitre I : Présentation du Projet

I.1 Introduction :

Actuellement, la construction métallique occupe un pôle technologique important dans tous les domaines de la construction (charpente, chaudronnerie, ponts métalliques, etc....).

Les principaux avantages comparativement aux autres modes de construction sont :

- **Une grande liberté dans le choix des formes architecturales.**
- **De grandes caractéristiques techniques (surface, portée...).**
- **Une meilleure compétitivité.**
- **Une haute performance.**

En plus des connaissances fondamentales, une bonne connaissance des caractéristiques mécaniques des aciers de constructions est indispensable pour l'étude et l'exécution des structures métalliques. Dans le cas de ce projet, la nuance d'acier de construction choisie est un acier S275 JR, pour l'ensemble des composantes de la structure. Les caractéristiques de l'acier S275 JR sont les suivantes :

- | | |
|--|--|
| • Limite élastique | $f_y = 275 \text{ MPa}$ |
| • Résistance à la traction | $f_u = 360 \text{ MPa}$ |
| • Masse volumique | $\rho = 7850 \text{ Kg / m}^3$ |
| • Module d'élasticité longitudinale | $E = 210000 \text{ MPa}$ |
| • Module d'élasticité transversale | $G = 84000 \text{ MPa}$ |

Pour la réalisation de plancher, on utilise un béton C20/25 de caractéristiques mécaniques suivantes :

- **Résistance à la compression F_{c28} .**
- **Résistance à la traction $F_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$**
- **Masse volumique $\rho = 2200 \text{ Kg / m}^3$**
- **Module d'élasticité longitudinale $E_b = 14000 \text{ MPa}$.**
- **Coefficient de retrait $\epsilon = 2 \times 10^{-4}$**
- **Valeur moyenne du module sécant du béton $ECM = 29 \text{ KN / mm}^2$.**

I.2 Présentation de l'entreprise :

L'Algérienne de Réalisation d'Equipements et d'Infrastructures Métalliques –ALRIM, Spa, est spécialisée dans la réalisation de complexes industriels, centrales électriques, divers hangars de stockage et autres infrastructures, à ossature métallique.

Fabrication d'ossatures métalliques destinées pour :

- **Hangars (industriel, agricoles et autres usage)**
- **Bâtiment en tous genres, à usage industriel, administratif ou d'habitation.**
- **Construction diverses de conception combinée : charpente lourde/légère et maçonnerie.**
- **Ouvrage d'art : ponts, viaducs, tribunes de stade et autres infrastructures sportives.**

I.3 Présentation du sujet

Notre projet de fin d'études a été proposé par notre promoteur Mr. **R.IFRAH** qui consiste à étudier un hangar industriel, dont la structure est en charpente métallique sur la base des règlements techniques algériens et en particulier le règlement parasismique algérien RPA 99 / version 2003. Le projet intitulé "étude et conception d'un hall de stockage et de production" en charpente métallique implanté à Alger (zone industrielle de Rouiba) en zone sismique III. Le terrain est plat.

Ce projet est composé d'un seul hangar muni de deux halls en charpente métallique.

- **L'unité de production : un hall pour la production avec un étage.**
- **Zone de stockage : un hall de stockage muni de deux ponts roulants.**

a) Implantation :

Cette structure est implantée dans la région de ROUIBA W-Alger, qui est définie dans les règlements algériens :

Tableau I.1 : Zone d'implantation de la structure.

Neige	Vent	Sismique
Zone B	Zone I	Zone III

b) Les dimensions géométriques :

- **Le hall :**

Tableau I.2 : Dimensions du hall.

Hauteur totale	H= 15m
Longueur	L= 102m
Largeur	l= 36m
Hauteur du poteau (plancher)	H= 6m
Hauteur total des poteaux	h= 12m
Distance entre portique	D= 6m
Toiture multi versant de pente 'α'	α=16,72%

- **Les escaliers :**

Tableau I.3: Dimensions de la cage d'escalier

Hauteur	H= 6m
Longueur	L=6m
Largeur	l=3.5m

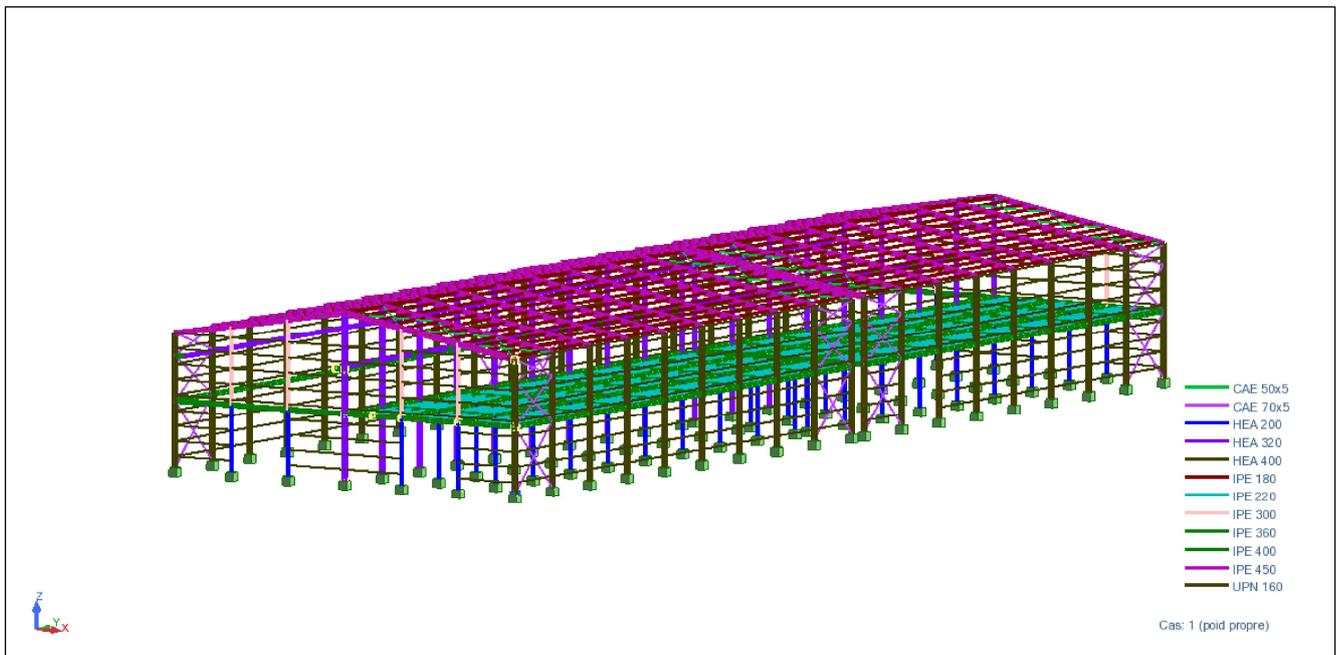


Figure I.1 : Vue en 3D long pan.

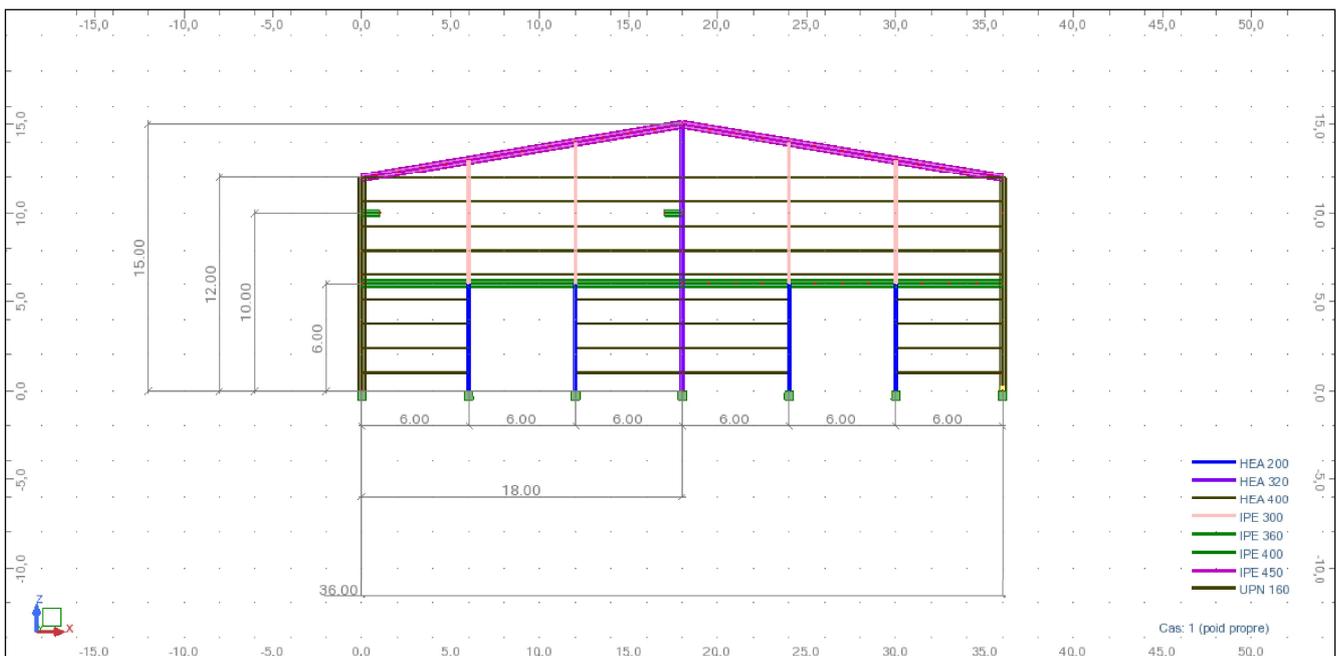


Figure I. 2 : Vue du pignon (hall).

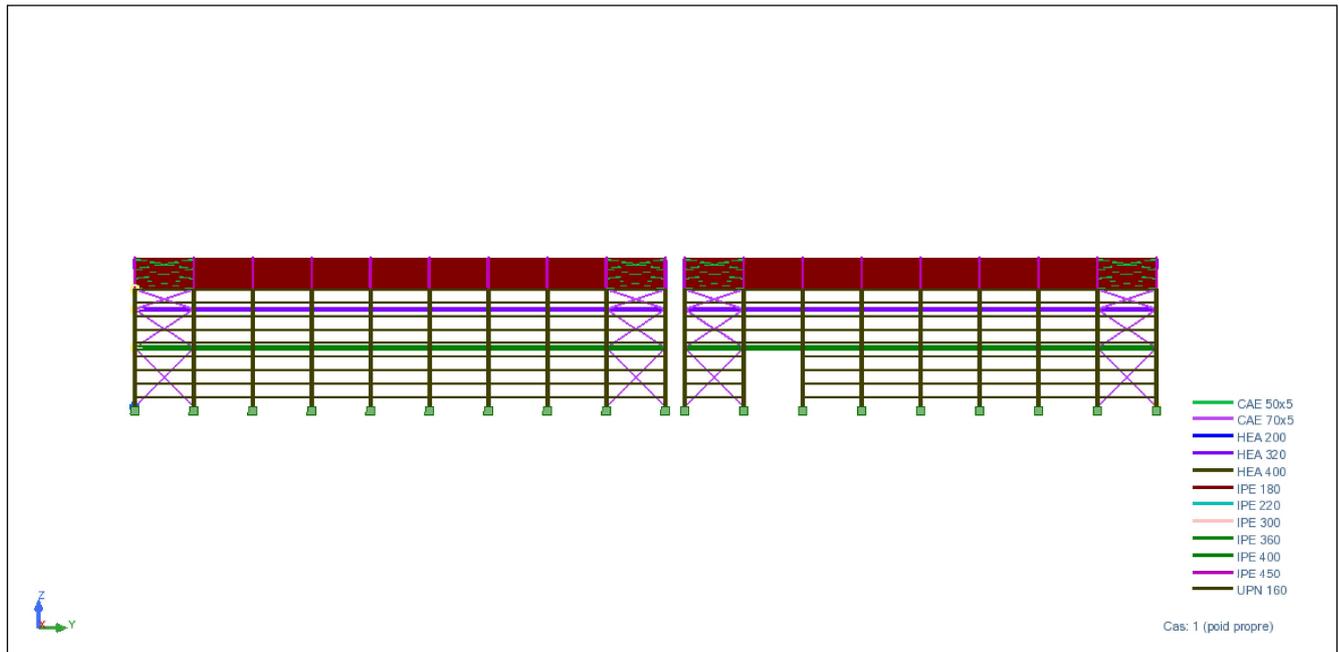


Figure I. 3 : Vue du long pan.

I.4 Règlements utilisés :

- 1- RNV 2013 : pour l'étude climatique.
- 2- RPA 99 / version 2003 : pour l'étude sismique.
- 3- Euro code 3 : pour l'étude et la vérification de l'ossature métallique

I.5 Logiciels utilisés :

- ROBOT Millénium pour l'analyse de la structure.

I.6 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons des informations principales sur notre projet pour les utiliser prochainement dans les calculs nécessaires pour une meilleure conception.

ETUDE CLIMATIQUE

Chapitre II : ETUDE CLIMATIQUE

II-1-Introduction

Dans ce chapitre, les différentes charges climatiques agissantes sur la structure seront évaluées. Celles-ci comprennent les actions climatiques : vent ou neige.

Ces actions ont une influence sur la stabilité de la construction. Pour cela une étude approfondie doit être menée pour la détermination des valeurs de ces différentes actions.

Cette étude sera menée conformément au règlement algérien RNV 2013. Ce document fournit les principes généraux et les procédures pour évaluer ces actions sur l'ensemble d'une construction et sur ses parties.

Pour cette détermination les données relatives à la configuration de la construction et celles relatives aux sites suivants sont nécessaires.

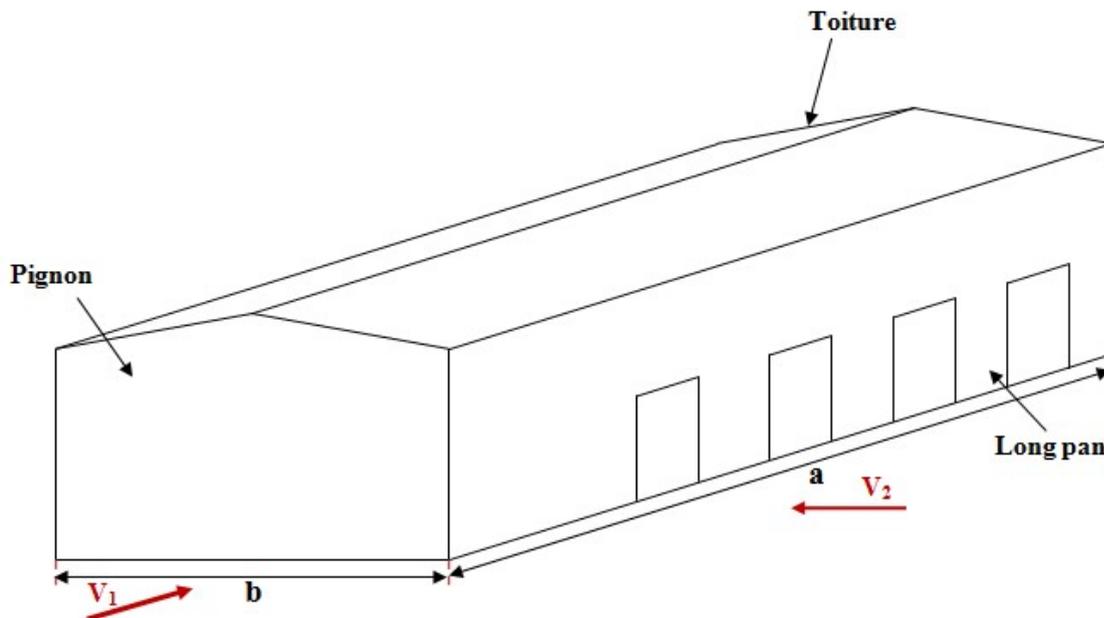


Figure I.1 : Vue en perspective de la structure

- Configuration de la construction :

- Longueur : $L = 102$ m
- Largeur : $l = 36$ m.
- Hauteur au faitage : $H = 15$ m
- Hauteur poteau : $HP = 12$ m
- Toiture à double versant avec une pente de 16.72% ($\alpha = 9,5^\circ$)

- Les données relatives au site :

- Lieu d’implantation : ROUIBA INDUSTRIELLE - ALGER
- Site plat : $C_t(z) = 1$.
- Zone de neige : B.
- Zone de vent : I (Tableau A.2 Page 109 R.N.V A.2013).
- Catégorie de terrain : I (Tableau 2.4 page 53 R.N.V. A 2013).

II.2 Calcul des charges de neige

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

$$S = \mu \times S_K \dots\dots\dots [KN / m^2]$$

Où :

S_K : En $[KN / m^2]$ est la charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude est de la zone de neige.

- La construction est implantée dans la wilaya de Boumerdes (ROUIBA) qui se situe en zone B à une altitude de **20 m**.

μ : est le coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture appelé coefficient de forme. $\mu=0.8$

On a une toiture à deux versants :

Tableau I.1 : Coefficients de forme – toiture à deux versants

α angle du versant par rapport à l’horizontale (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$
Coefficient de forme μ	0,8	0,8 x (60- α/30)

On a :

$$\alpha = 9,5^\circ \quad \longrightarrow \quad \mu = 0,8 \quad \text{(Page 25 R.N.V A.2013)}$$

$$S_k = (0,04 \times H + 10) / 100 = (0,04 \times 20 + 10) / 100 = 0,108 [KN / m^2]$$

$$S = \mu * S_k = 0,8 \times 0,108 = \mathbf{0,0864 \text{ kN/m}^2}$$

$$\mathbf{S = 8,64 \text{ daN/m}^2}$$

II.3 Calcul des charges de vent

On admet que le vent a une direction d'ensemble moyenne horizontale, mais qu'il peut venir de n'importe quel côté.

L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun de ses éléments dépend des caractéristiques suivantes :

- Vitesse du vent.
- Catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- Configuration locale du terrain (nature du site).
- Position dans l'espace (constructions reposants sur le sol ou éloignées du sol).
- Perméabilité de ses parois (pourcentage de surface des ouvertures par rapport à la surface totale de la paroi).

➤ Pression dynamique de pointe :

Pression dynamique de pointe à la hauteur de référence Z_e est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z)$$

q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes

Tableau I.2 : Pression dynamique de référence

Zone	q_{ref} (N/m ²)
I	375
II	470
III	575

Zone I : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$

C_e : coefficient d'exposition au vent

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_t(z) \times C_r(z)} \right]$$

$C_t(z)$: coefficient de topographie = 1

Dans le cas où $C_t(z) = 1$ le coefficient d'exposition $C_e(z)$ est donné par le tableau 2.3 page 52 (R.N.V.2013).

Donc :

$$C_e(12) = 2,89$$

$$C_e(15) = 3,03$$

Donc :

$$q_p(z_e) = q_p(z) \dots \dots \dots \text{Cas } h < b$$

$$q_p(z_e) = q_{\text{ref}} \times C_e(z)$$

Tableau I.3 : Valeurs de la pression dynamique de pointe

Type de paroi	h	Ct	Ce	Qp (daN/m ²)
Paroi verticale	12	1	2,89	108,3
Toiture	15	1	3,03	113,4

II.3.1- Calcul de la pression due au vent

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est basé sur la détermination de la pression due au vent sur les parois, lesquelles sont considérés rigides.

La pression aérodynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante.

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad (\text{daN/m}^2)$$

II.3.1.1- Coefficient de pression extérieure C_{pe}

Les coefficients de pressions externes C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée.

Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m² et 10 m², auxquelles correspondent les coefficients de pressions notées respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$.

La valeur de C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes ;

• Vent perpendiculaire au pignon

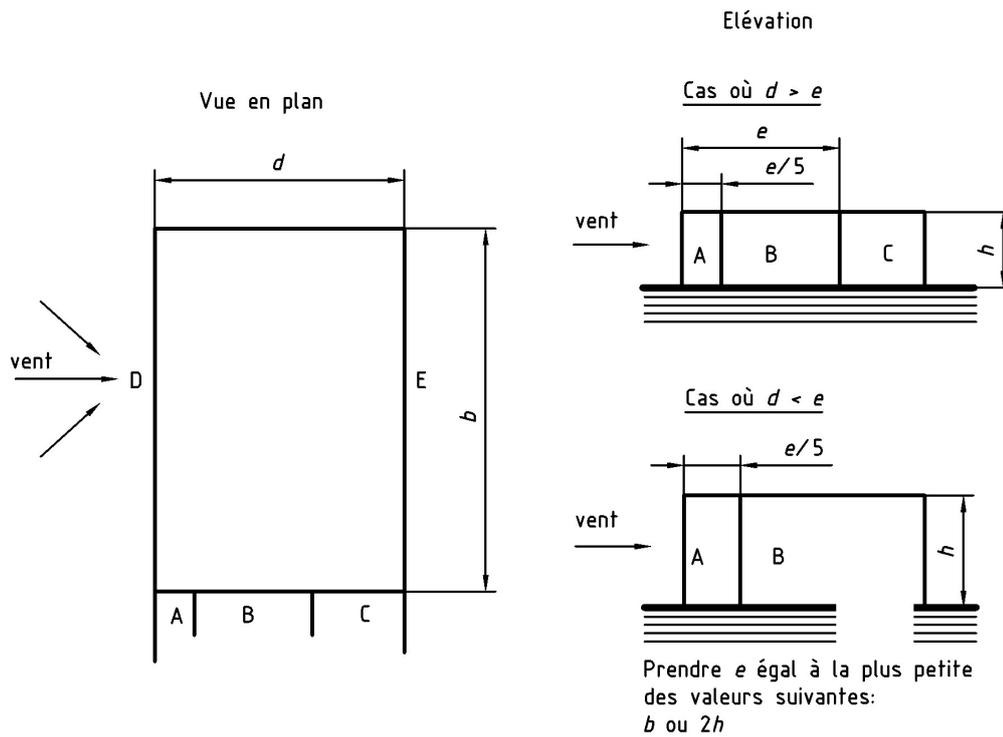


Figure I.2 : Coefficient de pression extérieure (paroi verticale)

Pour les parois verticales on a :

$d = 102 \text{ m}$ $b = 36 \text{ m}$ $h = 12 \text{ m}$

$e = \min [b, 2h]$

$e = \min [36, 24] = 24 \text{ m} \longrightarrow e = 24 \text{ m}$

$e < d$

Dans notre structure : $e < d$ Cas 1

• Vent perpendiculaire pignon (sens V1 du vent)

Tableau I.4 : Les surfaces chargées de la paroi verticale considérée en m^2

Surface	Calcul (m^2)	Cpe
SA	$(e/5)h = 57,6 > 10$	Cpe.10
SB	$(e \cdot 4/5)h = 230,4 > 10$	Cpe.10
SC	$(d-e)h = 936 > 10$	Cpe.10
SD = SE	$b \cdot h = 432 > 10$	Cpe.10

$C_{pe} = C_{pe.10}$ $S \geq 10 m^2$

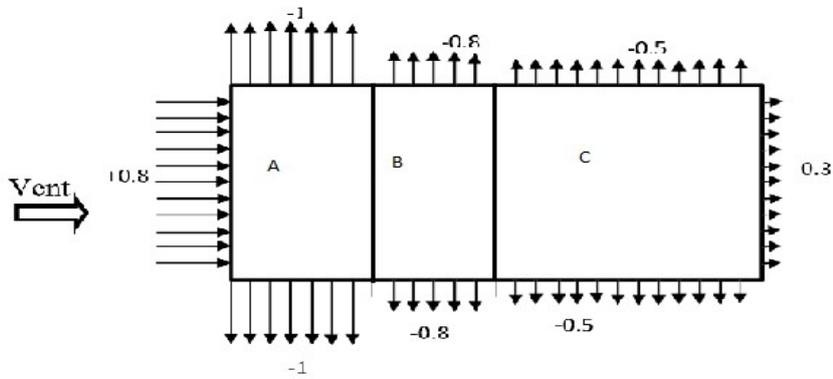


Figure I.3: Zone de C_{pe} pour les parois verticales - direction V1 du vent

- Les valeurs de C_{pe} correspondant à ces zones se sont dans le tableau suivant :

Tableau I.5 : C_{pe} pour les parois verticales - direction V1 du vent

Zone	A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

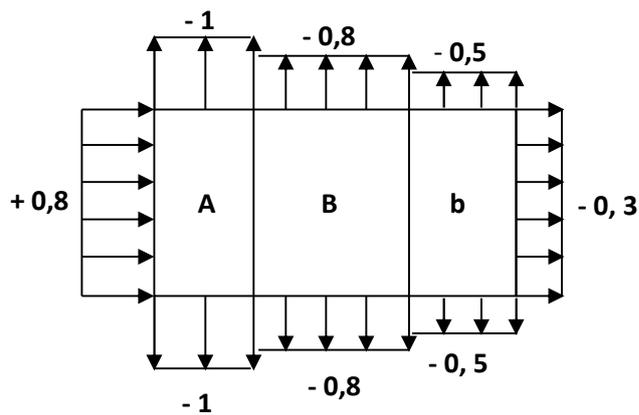


Figure I.4 : Zone de C_{pe} pour les parois verticales-direction V1 du vent

Toiture :

La toiture du bâtiment est à deux versants. La toiture est divisée comme l'indique la figure suivante :

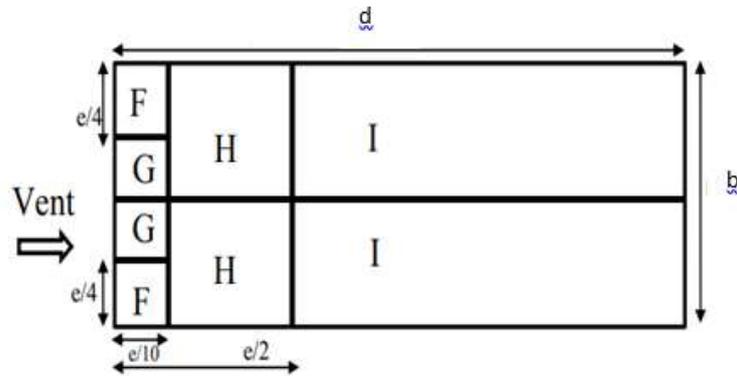


Figure I.5 : Coefficient de pression extérieure (toiture)

Avec :

$d = 102 \text{ m}$ $b = 36 \text{ m}$

$\alpha = 9,5^\circ$ (la pente de la toiture)

Tableau I.6 : Les surfaces chargées de la paroi verticale considérée en m^2

Surface	Calcul (m^2)	Cpe
SF	$(e/4)(e/10)2 = 28,8 > 10$	Cpe.10
SG	$(b-2(e/4))(e/10) = 57,6 > 10$	Cpe.10
SH	$((e/2)-(e/10))b = 345,6 > 10$	Cpe.10
SI	$(d-(e/2))b = 3240 > 10$	Cpe.10

$C_{pe} = C_{pe.10} \dots\dots\dots S \geq 10m^2$

- Les valeurs respectives des C_{pe} correspondant à ces zones sont portés sur le tableau suivant :

Tableau I.7 : C_{pe} pour toiture -direction V1 du vent

Zone	F	G	H	I
$C_{pe.10}$	-1,465	-1,3	-0,655	-0,555

Puisque $\alpha = 9,5^\circ$ donc en fait une interpolation entre 5° et 15° d'où les résultats suivants :

Un exemple de calcul de l'interpolation : zone F :

$$\frac{9,5-5}{15-5} = \frac{x-(-1,6)}{-1,3-(-1,6)} \rightarrow x = -1,465$$

$$cpe = -1,465$$

- Vent perpendiculaire au long pan

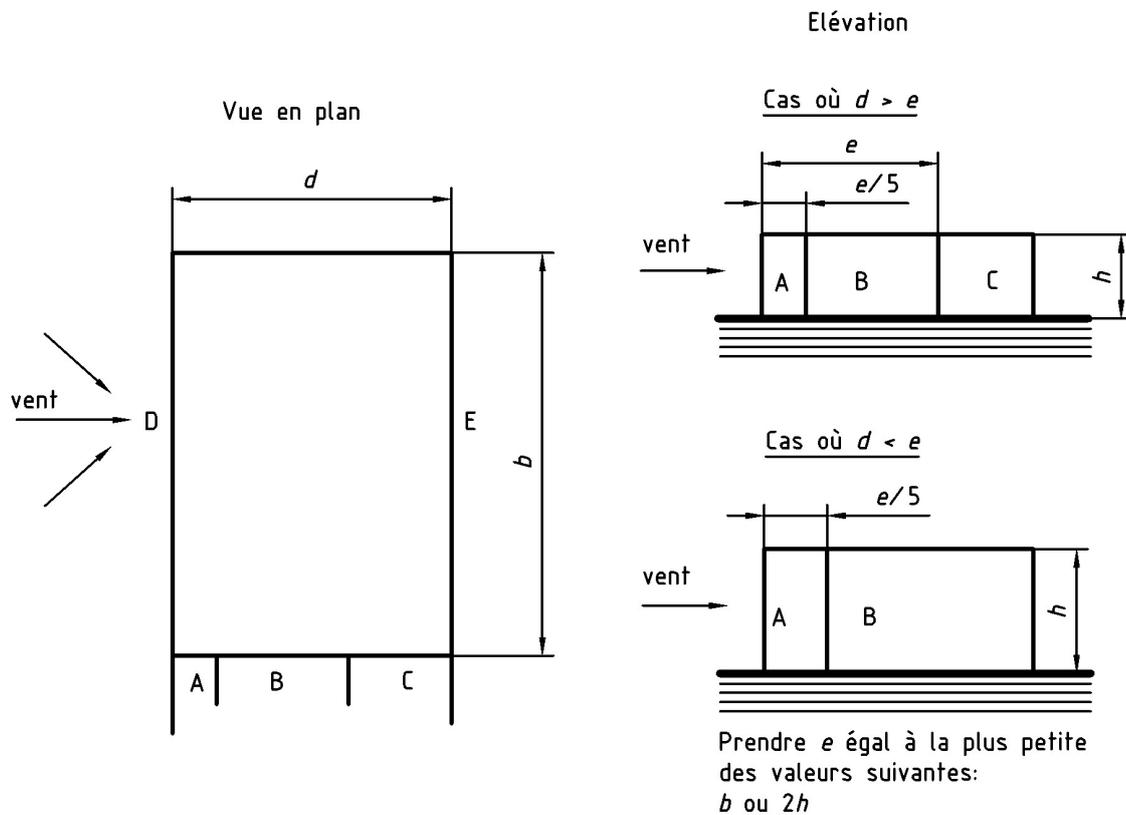


Figure I.6 : Coefficient de pression extérieure (paroi verticale)

Pour les parois verticales on a :

$d = 36 \text{ m}$ $b = 102 \text{ m}$ $h = 12 \text{ m}$

$e = \min [b, 2h]$

$e = \min [102, 24] = 24 \text{ m} \longrightarrow e = 24 \text{ m}$

$e < d$

Dans notre structure $e < d$ Cas 2

Vent perpendiculaire long pan (sens V2 du vent)

Tableau I.8 : Les surfaces chargées de la paroi verticale considérée en m^2

Surface	Calcul (m^2)	Cpe
SA	$(e/5)h = 57,6 > 10$	Cpe.10
SB	$(d-(e/5))h = 374,4 > 10$	Cpe.10
SC	$(d-e)*h = 144 > 10$	Cpe.10
SD = SE	$b.h = 1224 > 10$	Cpe.10

$C_{pe} = C_{pe.10}$ $S \geq 10 m^2$

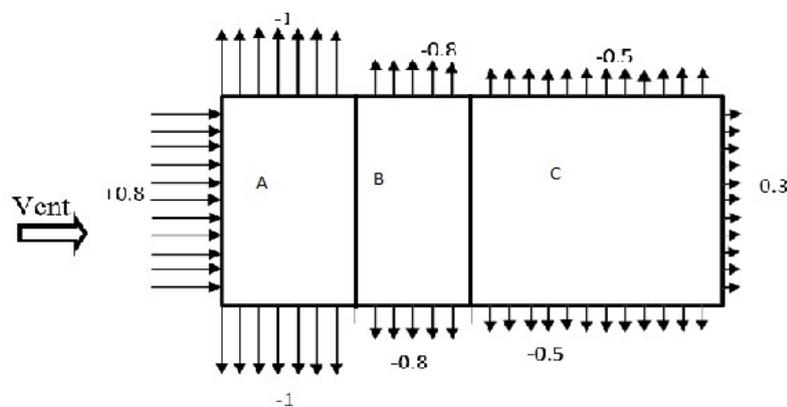


Figure I.7: Zone de C_{pe} pour les parois verticales-direction V2 du vent

- Les valeurs de C_{pe} correspondant à ces zones sont dans le tableau suivant :

Tableau I.9 : C_{pe} pour les parois verticales - direction V2 du vent

Zone	A	B	C	D	E
C _{pe.10}	-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Toiture :

La toiture du bâtiment est à deux versants. La toiture est divisée comme l'indique la figure suivante :

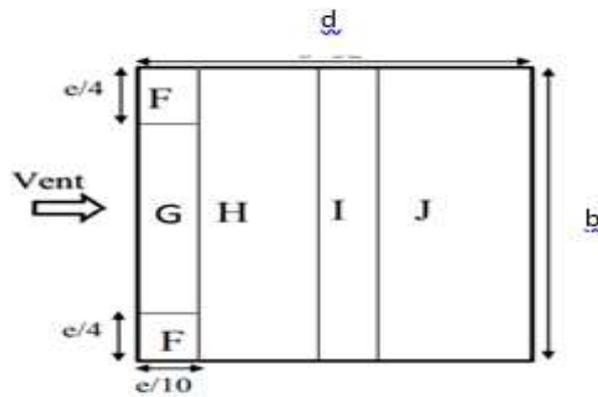


Figure I.8 : Coefficient de pression extérieure (toiture)

Avec : $d = 36$ m, $b = 102$ m et $e = 24$ m $\alpha = 9,5^\circ$ (la pente de la toiture)

Tableau I.10 : Les surfaces chargées de la paroi verticale considérée en m^2

Surface	Calcul (m^2)	C _{pe}
SF	$(e/4)(e/10)2 = 28,8 > 10$	C _{pe.10}
SG	$(b-2(e/4))(e/10) = 216 > 10$	C _{pe.10}
SH	$((d/2) - (e/10))b = 1591,2 > 10$	C _{pe.10}
SI	$(e/10)b = 244,8 > 10$	C _{pe.10}
SJ	$((d/2) - (e/10))b = 1591,2 > 10$	C _{pe.10}

$$C_{pe} = C_{pe.10} \dots\dots\dots S \geq 10m^2$$

- Les valeurs respectives des C_{pe} correspondant à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Tableau I.11 : C_{pe} pour toiture - direction V2 du vent

Zone	F	G	H	I	J
$C_{pe.10}$	-1,34	-1,02	-0,465	-0,51	0,07

Puisque $\alpha = 9,5^\circ$ on fait une interpolation entre 5° et 15° en aura les résultats suivants :

Un exemple de calcul de l'interpolation : zone F :

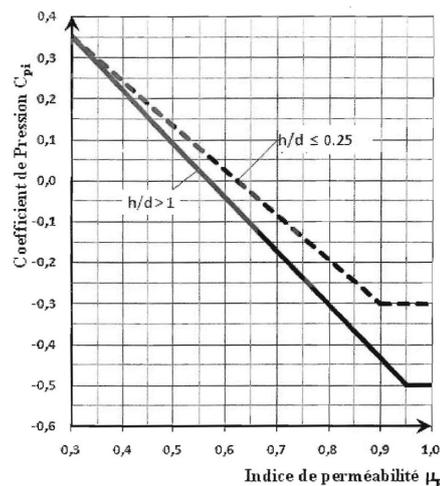
$$\frac{9,5-5}{15-5} = \frac{x-(-1,7)}{-0,9-(-1,7)} \rightarrow x = -1,34$$

$$C_{pe} = -1,34$$

II.3.1.2- Coefficient de pression intérieure C_{pi}

Pour les bâtiments sans face dominante , le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la figure 5.14 (RNV-V2013 page 97) avec (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l' indice de perméabilité donné par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Figure I.9 : Valeurs de C_{pi} et μ_p en fonction des ouvertures et de la direction de vent

⇒ Après avoir calculé l'effort du vent sur notre structure on a trouvé que le cas fermé est le cas le plus défavorable. Donc, le dimensionnement sera fait avec le cas fermé.

Pour le cas fermé on a :

$\mu_p = 1$ $C_{pi} = 0,8$ Dépression.
 $C_{pi} = -0,5$ Surpression.

○ **Vent sur pignon (V1-V3) :**

- Paroi verticale :

Tableau I.12 : Pression Q_j pour pignon 1-2 pour paroi verticale

Zone	Q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W(z_j)(daN/m^2)$	C_d	$Q_j(daN/m^2)$
A	108,3	-1,0	0,8	-1,8	-194,94	1	-194,94
B	108,3	-0,8	0,8	-1,6	-173,28	1	-173,28
C	108,3	-0,5	0,8	-1,3	-140,79	1	-140,79
D	108,3	+0,8	0,8	0	0	1	0
E	108,3	-0,3	0,8	-1,1	-119,13	1	-119,13

- Toiture :

Tableau I.13 : Pression Q_j pour pignon 1-2 pour toiture

Zone	Q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W(Z_j)(daN/m^2)$	C_d	$Q_j(daN/m^2)$
F	113,4	-1,465	0,8	-2,265	-257,53	1	-257,53
G	113,4	-1,3	0,8	-2,1	-238,14	1	-238,14
H	113,4	-0,655	0,8	-1,455	-165,22	1	-165,22
I	113,4	-0,555	0,8	-1,355	-153,88	1	-153,88

○

Vent sur long pan (V2-V4)

- Paroi verticale :

Tableau I.14 : Pression Q_j de long pan 1-2 pour paroi verticale

Zone	Q_p	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$W(z_j)(daN/m^2)$	C_d	$Q_j(daN/m^2)$
A	108,3	-1,0	0,8	-1,8	-194,94	1	-194,94
B	108,3	-0,8	0,8	-1,6	-173,28	1	-173,28
C	108,3	-0,5	0,8	-1,3	-140,79	1	-140,79
D	108,3	+0,8	0,8	0	0	1	0
E	108,3	-0,3	0,8	-1,1	-119,13	1	-119,13

- Toiture : (Dépression)

Tableau I.15 : Pression Qj de long pan 1-2 pour toiture (Dépression)

Zone	Qp	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(zj)(daN/m ²)	Cd	Qj(daN/m ²)
F	113,4	-1,34	0,8	-2,14	-244,5	1	-244,5
G	113,4	-1,02	0,8	-1,82	-207,29	1	-207,29
H	113,4	-0,465	0,8	-1,265	-144,13	1	-144,13
I	113,4	-0,51	0,8	-1,31	-149	1	-149
J	113,4	-0,34	0,8	-1,14	-82,66	1	-82,66

- Toiture : (Surpression)

Tableau I.16: Pression Qj de long pan 1-2 pour toiture (Dépression)

Zone	Qp	Cpe	Cpi	Cpe-Cpi	W(zj)(daN/m ²)	Cd	Qj(daN/m ²)
F	113,4	0,09	-0,5	0,59	66,90	1	66,90
G	113,4	0,09	-0,5	0,59	66,90	1	66,90
H	113,4	0,09	-0,5	0,59	66,90	1	66,90
I	113,4	-0,33	-0,5	0,17	19,27	1	19,27
J	113,4	-0,33	-0,5	0,17	19,27	1	19,27

II.4 Détermination de la force de frottement :

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). (ch2. §2.6.3) du RNV 2013 page 59.

$$2(d \cdot H) \leq 4(2b \times h)$$

$$2(102 \times 15) \leq 4(2 \times 36 \times 12)$$

$$3060 \leq 3456$$

Donc le frottement est négligeable.

II.5 Conclusion :

L'étude climatique de notre ouvrage nous a permis de déterminer tous les efforts agissant sur la structure (efforts de vent et de la neige) et ensuite les intégrer pour le dimensionnement des éléments principaux et secondaires.

**ETUDE DES
ELEMENTS
SECONDAIRES**

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction :

Dans ce chapitre on définit les profilés qui devront résister aux différentes sollicitations auxquelles ils sont soumis, à ce propos on va choisir des profilés, ensuite on vérifie la résistance et la stabilité à l'état limite ultime d'une part, d'autre part on vérifie la condition de la flèche à l'état limite de service, les éléments inclus dans cette étude sont : les pannes, les potelets, les lisses de bardage, la norme utilisée est l'EUROCODE 3.

III.2 Calcul des pannes :

Les pannes sont des poutres disposées parallèlement à la ligne de faitage, elles sont destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges.

III.2.1 Hypothèses de calcul :

Les pannes sont des profils en I ou U qui ont pour fonction de supporter la couverture, elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage dans le plan de versant. Les charges à considérer sont principalement le poids de la couverture, le poids propre des pannes et de leurs accessoires, des éventuels équipements portés en toiture et la charge d'entretien en toiture, la neige et le vent.

III.2.2 Chargement d'une panne :

Sous charges gravitaires (poids propre, neige, entretien...), La panne est soumise à une flexion suivant la grande inertie de sa section et à une flexion latérale de sa semelle supérieure (là où la charge est transmise) qui se développe ou non en fonction du rôle joué par la couverture. Sous charges perpendiculaires au versant (vent, charges ascendantes ou descendantes), la panne est soumise à une flexion suivant la grande inertie de sa section ;

- Chaque panne repose sur deux appuis
- La portée de la panne $L = 6$ m.
- La pente de versant $\alpha = 9,5^\circ$.
- On a donc 13 lignes de pannes dans chaque versant
- L'entraxe entre les pannes $d = 1,52$ m.
- Les pannes sont en acier S275JR.

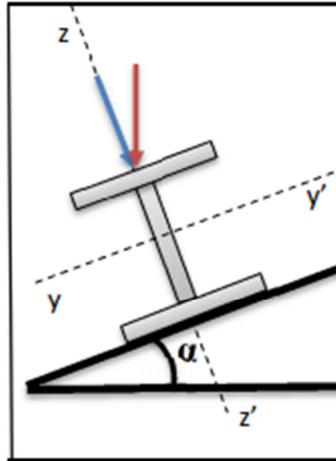


Fig.III.1 : Les charges agissant sur la panne

III.2.3 Détermination des sollicitations :

On propose un IPE 180 :

Tableau III.1 : Caractéristiques et dimensions de l'IPE 180.

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	D (mm)	P (Kg/m)
180	91	5,3	8	9	146	18,8
A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
23,9	1317	7,42	166	101	2,05	34,6

✓ Charge permanente :

- Poids de panneaux sandwich $M_{PS}=14,2 \text{ kg/m}^2$
- Accessoires $M_{AC} = 3 \text{ kg/m}^2$
- Poids IPE 180 $M_P = 18,8 \text{ kg/m}^2$

$$G = (M_{PS} + M_{AC}) * 1,52 + M_P = (14,2 + 3) * 1,52 + 18,8 = 44,94 \text{ daN/m.}$$

✓ Charge d'exploitation :

La surcharge d'entretien ($P = 1000 \text{ daN}$) est transformée en surcharge uniformément répartie pour des raisons de calcul, en égalisant les deux moments maximaux dus à Q et aux charges ponctuelles P .

$$\text{Donc } Q = 44,44 \text{ daN/m}$$

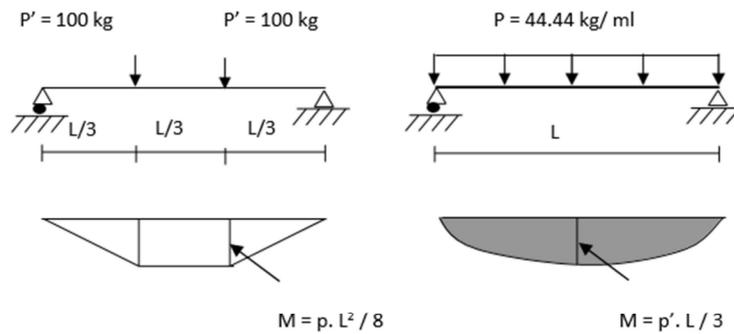


Fig.III.2 : Répartition des charges ponctuelles sur la portée de la panne.

- ✓ **Charge du vent :**
 $W = -257,53 \times 1,52 = -391,4 \text{ daN/m.}$
- ✓ **Charge de la neige :**
 $S = 8,64 \times 1,52 = 13,1 \text{ daN/m.}$
- **La projection des charges :**

Tab III.2: La projection des charges.

<i>ZZ'</i>	<i>YY'</i>
$G.\cos(9,5) = 44,32$	$G.\sin(9,5) = 7,41$
$Q.\cos(9,5) = 43,83$	$Q.\sin(9,5) = 7,41$
$S.\cos(9,5) = 12,78$	$S.\sin(9,5) = 2,14$

- **Les combinaisons ELS et ELU :**

Tab III.3 : Les combinaisons des charges ELS.

<i>ZZ'</i>	<i>YY'</i>
$G + Q = 88,15$	$G + Q = 14,75$
$G + S = 57,11$	$G + S = 9,55$
$G + W = -341,9$	/
$G + 0,9 (S+Q) = 99,66$	$G + 0,9 (S + Q) = 15,64$

Tab III.4 : Les combinaisons des charges ELU.

<i>ZZ'</i>	<i>YY'</i>
$1,35 G + 1,5 Q = 125,58$	$1,35 G + 1,5 Q = 21$
$1,35 G + 1,5 S = 79$	$1,35 G + 1,5 S = 13,22$
$G + 1,5 W = -535,12$	/
$1,35G + (0,9 \times 1,5)(S+Q+W) = -385,2$	$1,35 G + (0,9 \times 1,5)(S + Q) = 22,8$

❖ **Vérification de la flèche:**

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche à l'ELS : $\delta_{\max} \leq \delta_{\text{adm}}$

$$\delta_{\max} = \frac{5 \times Qu \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \delta_{\text{add}} = \frac{l}{200}$$

$$\delta_z = \frac{5 \times 341,9 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 1317 \times 10^{-8}} = 0,02 \text{ m} \leq \delta_{\text{add}} = 0,03 \text{ m}$$

$$\delta_y = \frac{5 \times 15,64 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 101 \times 10^{-8}} = 0,0126 \text{ m} \leq \delta_{\text{add}} = 0,03 \text{ m}$$

la flèche est vérifiée

a) Vérification de la flèche résultante :

$$\delta_{\max} = \sqrt{\delta_y^2 + \delta_z^2}$$

$$\delta_{\text{mas}} = \sqrt{(0,02)^2 + (0,0126)^2} = 0,023 \text{ m} \leq 0,03 \text{ m}$$

Donc le profilé qui correspond est un **IPE 180**

❖ **Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left(\frac{M_y \cdot s_d}{M_{ypl} \cdot r_d} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z \cdot s_d}{M_{zpl} \cdot r_d} \right)^\beta \leq 1$$

Où α et β sont des constantes qui placent en sécurité si elles sont prises égales à l'unité, mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

• sections en I et H : $\alpha = 2$ et $\beta = 5n \geq 1$ et $n = N/N_{pl}$

- **Détermination de la classe de profilé :**

$$\text{Ame : } \frac{d}{t_w} = \frac{146}{5.3} = 27,54 \leq 72\varepsilon \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

Donc l'âme est de classe 1

$$\text{Semelle : } \frac{c}{t_w} = \frac{(b-t_w-2r)}{2t_f} = \frac{67.7}{16} = 4,29 \leq 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

Le profilé est de classe 1

donc : $\gamma_{m0} = 1,1$

- **Moments réduit :**

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166 \times 10^{-6} \times 2.75 \times 10^7}{1.1} = 4150 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{34.6 \times 10^{-6} \times 2.75 \times 10^7}{1.1} = 865 \text{ daN.m}$$

- **Moments fléchissant :**

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{535,12 \times 6^2}{8} = 2408,04 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{uy} \times l^2}{8} = \frac{22,8 \times 6^2}{8} = 102,6 \text{ daN.m}$$

La condition :

$$a) \left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ypl.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{zpl.rd}} \right)^\beta \leq 1$$

$$b) \left(\frac{2408,04}{4150} \right)^2 + \left(\frac{102,6}{865} \right)^1 = 0,44 \leq 1$$

Condition vérifiée

❖ **Vérification de cisaillement (ELU) :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sdmax} \leq V_{pl.rd} \dots\dots\dots (EC.3 p158)$$

$$V_{sd} = (V_{sdy} ; V_{sdz}) :$$

$$V_{sdz} = \frac{Q_{uz} \times l}{2} = \frac{535,12 \times 6}{2} = 1605,36 \text{ daN}$$

$$V_{sdy} = \frac{Q_{uy} \times l}{2} = \frac{22,8 \times 6}{2} = 68,4 \text{ daN}$$

$$V_{sdmax} = 1605,36 \text{ daN}$$

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

$$A_v = A - 2(b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 11,25 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.rd} = 16237,97 \text{ daN}$$

$$\text{La condition : } V_{sdmax} \leq V_{pl.rd}$$

$$1605,36 \text{ daN} \leq 16237,97 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

❖ **Vérification du déversement (ELU) :**

Déversement = Flambement latéral + Rotation de la section transversale.

Semelle supérieure :

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

Semelle inférieure :

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

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : [EC.3 p176].

$$M_{sdmax} \leq M_{B,rd}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{535,12 \times 6^2}{8} = 2408,04 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{uy} \times l^2}{8} = \frac{22,8 \times 6^2}{8} = 102,6 \text{ daN.m}$$

$$M_{sdmax} = M_{sdy} = 2408,04 \text{ daN.m}$$

$$M_{B,rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times M_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

On a : IPE 180 \Rightarrow classe 1 $\Rightarrow \gamma_{m1} = 1,1$

- L'élanement λ_{lt} :

$$\overline{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w = \pi r^2 \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} [\beta_w]^{1/2} \quad \text{avec} \quad \beta_w = 1$$

IPE180 classe 1

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{c1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]}} \rightarrow \lambda_{lt} = 89,68$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \left[\frac{235 \times}{275} \right]^{1/2} = 0,924$$

$$\rightarrow \lambda_1 = 86,8$$

$$\overline{\lambda}_{lt} = 1,04$$

- Coefficient de réduction :

$$X_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + [\Phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{lt}^2]^{0,5}}$$

$$\text{où : } \Phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\overline{\lambda_{LT}} - 0,2) + \overline{\lambda_{LT}}^2] \rightarrow \Phi_{LT} = 1,13$$

$$\chi_{lt} = 0,63 \leq 1$$

$$M_{B,rd} = \frac{\gamma_{lt} \times \beta_w \times M_{ply} \times \gamma_f}{\gamma_{m1}} = 0,63 \times 1 \times 166 \times 10^{-6} \times \frac{27,5 \times 1^8}{1,1}$$

D'où ; $M_{B,rd} = 261450 \text{ daN/m}$

et $M_{sdmax} = 2408,04 \text{ daN.m}$

$M_{sdmax} = 2408,04 \text{ daN.m} < M_{B,rd} = 261450 \text{ daN/m}$

Condition vérifiée

III.3 Calcul des lisses de bardage :

III.3.1 Hypothèse de calcul :

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profils minces pliés. Disposé horizontalement, elles portent sur les poteaux de portique ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entraxe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage. La lisse de bardage la plus sollicitée a les caractéristiques suivantes :

- La portée de la lisse $L = 6\text{m}$
- L'écartement entre les lisses : $d = 1,375\text{ m}$
- Chargement uniforme suivant les deux axes
- La lisse est déposée sur deux appuis simples
- Notre structure a une symétrie ; donc la charge du vent et la même sur long-pan et pignon.

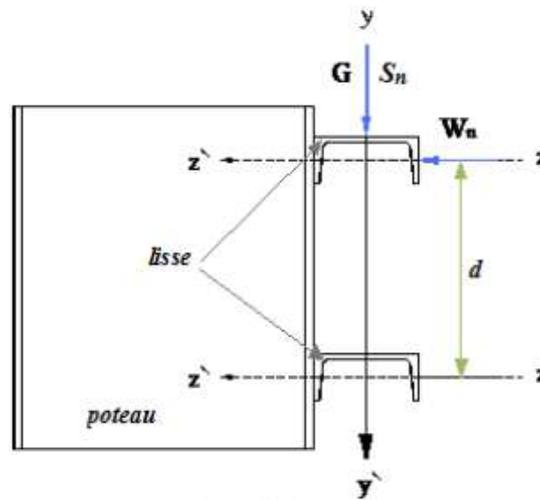


Fig. III.3 : Disposition des lisses

III.3.2 Détermination des sollicitations :

- On propose un UPN 160 :

Tab III.5 : Caractéristiques et dimensions d'un UPN 160.

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _r (mm)	r (mm)	D (mm)	P (Kg/m)
160	65	7,5	10,5	10,5		18,9
A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
24	925	6,21	138	85,3	1,89	35,2

✓ **Charge permanente :**

• Poids de bardage $M_b = 12,5 \text{ kg/m}^2$ (P.S vis cacher)

• Accessoires $M_{AC} = 3 \text{ kg/m}^2$

• Poids de l'UPN 160 $M = 18,9 \text{ kg/m}$

$$G = (M_b + M_{AC})1,5 + M_U = (12,5 + 3)1,375 + 18,9$$

$$G = 40,21 \text{ daN/m}$$

✓ **Charge du vent :**

$$W = -194,94 \times 1,375$$

$$W = -268,04 \text{ daN/m}$$

❖ **Les combinaisons des charges :**- **à l'ELS :**

$$W = 268,04 \text{ daN/m}$$

$$G = 40,21 \text{ daN/m}$$

- **à l'ELU :**

$$W = 268,04 \times 1,5 = 402,2 \text{ daN/m}$$

$$G = 40,21 \times 1,35 = 54,28 \text{ daN/m}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

Le pré dimensionnement se fait par la condition de la flèche à l'ELS : $\delta_{\max} \leq \delta_{\text{adm}}$

$$\delta_{\max} = \frac{5 \times Qu \times l^4}{384 \times E \times I} \leq \delta_{\text{add}} = \frac{l}{200}$$

$$\delta_z = \frac{5 \times 268,04 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 925 \times 10^{-8}} = 0,023 \text{ m} \leq \delta_{\text{add}} = 0,03 \text{ m}$$

$$\delta_y = \frac{5 \times 45,15 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 85,3 \times 10^{-8}} = 0,037 \text{ m} \geq \delta_{\text{add}} = 0,03 \text{ m}$$

Donc la flèche du profilé UPN 160 suivant l'axe y ne correspond pas, alors on utilise comme solution des liernes en milieu de la portée des lisses pour diminuer la longueur de flèche suivant l'axe y ; alors la loi de la flèche devient comme suit :

$$\delta_y = \frac{5 \times Qu \times (L/2)^4}{384 \times E \times I_z} \leq \delta_{\text{add}} = \frac{L/2}{200}$$

$$\delta_z = \frac{5 \times 268,04 \times 3^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 925 \times 10^{-8}} = 0,0014 \text{ m} \leq \delta_{\text{add}} = \frac{6}{200} = 0,015 \text{ m}$$

$$\delta_y = \frac{5 \times 40,21 \times 3^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 85,3 \times 10^{-8}} = 0,0023 \text{ m} \leq \delta_{\text{add}} = \frac{6}{200} = 0,015 \text{ m}$$

La flèche est vérifiée ; donc c'est le profilé UPN 160 avec LIERNE qui correspond.

❖ **Vérification de la flexion bi-axiale (ELU) :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left[\frac{Nsd}{Nplrd} \right] + \left[\frac{Msdy}{Mplrdy} \right]^\alpha + \left[\frac{Msdz}{Mplrdz} \right]^\beta \leq 1$$

Ame : $\frac{d}{tw} = \frac{118}{7,5} = 15,73 \leq 72\varepsilon = 66,24$; $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$

Donc l'âme est de classe 1

Semelle : $\frac{c}{tw} = \frac{(b-tw-r)}{tf} = \frac{47}{10,5} = 4,47 \leq 10\varepsilon = 9,2$

Donc la semelle est de classe 1.

Le profilé UPN160 est de classe 1 $\longrightarrow \gamma_{m0} = 1,1$

➤ **Moments réduit :**

- $M_{ply,rd} = \frac{Wply \times fy}{\gamma_{m0}} = \frac{138 \times 10^{-6} \times 2,75 \times 10^7}{1,1} = 3450 \text{ daN.m}$
- $M_{plz,rd} = \frac{Wplz \times fy}{\gamma_{m0}} = \frac{34,9 \times 10^{-6} \times 2,75 \times 10^7}{1,1} = 872,5 \text{ daN.m}$

➤ **Moments fléchissant :**

- $M_{y,sd} = \frac{Q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{402,2 \times 3^2}{8} = 452,47 \text{ daN.m}$
- $M_{z,sd} = \frac{Q_{uy} \times l^2}{8} = \frac{54,28 \times 3^2}{8} = 61,07 \text{ daN.m}$

La condition :

$$\left[\frac{Msdy}{Mplrdy} \right]^2 + \left[\frac{Msdz}{Mplrdz} \right]^1 \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \left[\frac{452,47}{3450} \right]^2 + \left[\frac{61,07}{872,5} \right]^1 = 0,08 \leq 1$$

Condition vérifiée

❖ **Vérification de cisaillement (ELU) :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sdmax} \leq V_{pl,rd} \dots\dots\dots (EC.3 p158)$$

$V_{sd} = (V_{sdy} ; V_{sdz}) :$

- $V_{sdy} = \frac{Q_{uy} \times l}{2} = \frac{54,28 \times 3}{2} = 81,42 \text{ daN}$
- $V_{sdz} = \frac{Q_{uz} \times l}{2} = \frac{402,2 \times 3}{2} = 603,3 \text{ daN}$

$V_{sdmax} = 603,3 \text{ daN}$

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

- $A_v = A - 2(b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f$

$$A_v = 24 - 2(0,65 \times 1,05) + (0,75 + 2 \times 1,05)1,05$$

$$A_v = 25,04 \text{ cm}^2 = 25,04 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$V_{pl,rd} = 25,04 \times 10^{-4} \times \frac{27,5 \times 10^6}{1,1\sqrt{3}} = \mathbf{36142,12 \text{ daN}}$$

$$V_{pl,rd} = \mathbf{36142,12 \text{ daN}}$$

La condition :

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

$$603,3 \text{ daN} \leq 36142,12 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

❖ **Vérification de déversement (ELU) :**

$$M_{sdmax} \leq M_{B,rd}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{uz} \times l^2}{8} = \frac{402,2 \times 3^2}{8} = 452,47 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{uy} \times l^2}{8} = \frac{54,28 \times 3^2}{8} = 61,07 \text{ daN.m}$$

$$M_{sdmax} = M_{sdy} = 452,47 \text{ daN.m}$$

$$M_{B,rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times M_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{Avec : UPN 160} \Rightarrow \text{classe 1} \Rightarrow \gamma_{m1} = 1.1$$

● L'élancement :

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{\sqrt{c1 * \left[1 + \frac{1}{20} * \left(\frac{L}{i_z} \right)^2 \right]}} = \frac{\frac{6}{18,9 * 10^{-3}}}{\sqrt{1.132 * \left[1 + \frac{1}{20} * \left(\frac{\frac{6}{18,9 * 10^{-3}}}{\frac{0,16}{10,5 * 10^{-3}}} \right)^2 \right]}} = 62,62$$

$$\lambda_{lt} = \mathbf{62,62}$$

$$\lambda_1 = 93,9 * \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \left[\frac{235 \times}{275} \right]^{1/2} = 0,924$$

$$\lambda_1 = \mathbf{86,8}$$

● L'élancement réduit :

$$\lambda_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w = \pi r^2 \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \frac{\lambda_{lt} \times}{\lambda_1} [\beta_w]^{1/2} \quad \text{avec} \quad \beta_w = 1$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{62,62}{86,8} * 1^{1/2}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \mathbf{0,72}$$

- Coefficient de réduction :

$$X_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + [\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0,5}}$$

$$\text{où : } \Phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$= 0,5 [1 + 0,21(0,72 - 0,2) + 0,72^2]$$

$$\Phi_{LT} = 0,81$$

$$X_{LT} = \frac{1}{0,81 + [0,81^2 - 0,72^2]^{0,5}}$$

$$X_{LT} = 0,84$$

$$M_{B,rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0,84 \times 1 \times 3,38 \times 10^{-4} \times 27,5 \times 10^6}{1,1}$$

$$M_{B,rd} = 2898 \text{ daN.m}$$

$$M_{sdmax} = M_{sdy} = 452,47 \text{ daN.m}$$

$$M_{sdmax} = 452,47 \text{ daN.m} \leq M_{B,rd} = 2898 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée

III.4 Calcul des liernes :

- Nombre d'espacement entre lisse : 6
- Nombre de lisse : 7
- Nombre de lierne : 7

- Calcul de la réaction R :

$$Q_{uy} = 42,55 \text{ DaN/m}$$

$$R_1 = 1,25 Q_{uy} \times \frac{L}{2} = 159,56 \text{ DaN}$$

- Calcul des efforts de traction T_i :

Et pour tous les efforts de traction dans chaque tronçon de lierne L_i sont dans le tableau suivant :

$$T_{i+1} = T_i + R$$

$$R = 1,25 Q_{uy} \frac{L}{2} = 1,25 \times 40,21 \times 6/2$$

$$R = 150,78 \text{ daN}$$

- Lierne N°1 : $T_1 = \frac{R}{2} = \frac{148,23}{2} = 75,4 \text{ daN}$
- Lierne N°2 : $T_2 = R + T_1 = 150,78 + 75,4 = 226,2 \text{ daN}$
- Lierne N°3 : $T_3 = R + T_2 = 150,78 + 226,2 = 377 \text{ daN}$
- Lierne N°4 : $T_4 = R + T_3 = 150,78 + 377 = 527,73 \text{ daN}$
- Lierne N°5 : $T_5 = R + T_4 = 150,78 + 527,73 = 678,52 \text{ daN}$
- Lierne N°6 : $T_6 = R + T_5 = 150,78 + 678,52 = 829,3 \text{ daN}$
- Lierne N°7 : $T_7 = R + T_6 = 150,78 + 829,3 = 980,1 \text{ daN}$
- Lierne N°8: $2T_8 \cdot \sin \theta = T_7 \Rightarrow T_8 = \frac{T_7}{2 \sin \theta}$ avec :

$$\tan \frac{d}{l/2} = \frac{1,375}{3} = 0,458 \quad \longrightarrow \quad \theta = 24,63^\circ$$

- $T_8 = \frac{980,1}{2 \sin 24,63} = 1175,9 \text{ daN}$

• **Détermination du diamètre du rond :**

Traction simple : $N_{sd} \leq N_{trd}$

$$N_{sd} = T_8 = 1175,9 \text{ daN}$$

$$N_{trd} = N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_m} \Rightarrow A = \frac{T_8 \times \gamma_m}{f_y} = \frac{1175,9 \times 1,1}{27,5} = 47,03 \text{ mm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times d^2}{4} \geq 39,25 \text{ mm}^2 \Rightarrow d \geq \sqrt{\frac{47,03 \times 4}{\pi}} = 7,74 \text{ mm}$$

➤ Donc il faut prendre un rond de diamètre $d = 12 \text{ mm}$.

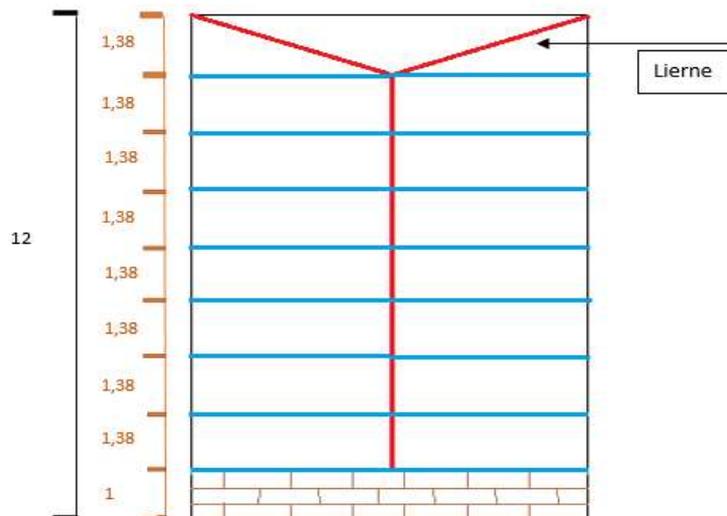


Fig. III.4 : Disposition des liernes

III.5 Calcul des potelets :

III.5.1 Hypothèse de calcul :

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier le bardage et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage et de la hauteur de la construction. Le potelet le plus sollicité a des caractéristiques suivantes :

- L'écartement entre les potelets : $d = 6\text{m}$
- Chargement uniforme suivant les deux axes.
- Les potelets sont articulés en tête et en pied.
- Hauteur des potelets : $L = 8\text{m}$.
- Poids propre d'une lisse UPN160 : $G_l = 18,9\text{ daNm}$.
- Poids du bardage + accessoires : $G_{ba} = 15,5\text{ daN/m}^2$.
- Poids propre des potelets : $G = 36,1\text{ daN/m}$.

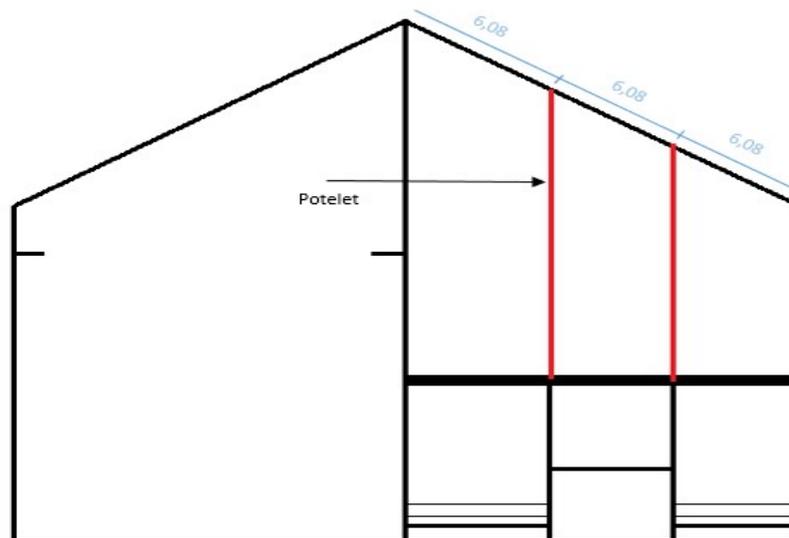


Fig.III.5 : Disposition des potelets.

III.5.2 Détermination des sollicitations :

✓ Charges verticales : charge permanente ;

Poids propre de bardage + accessoires : $G_{ps} = G_{ba} \times d \times L = 15,5 \times 6 \times 8 = 744\text{ daN}$

Poids propre de la lisse en UPN : $G_l = 18,9 \times 6 \times 5 = 567\text{ daN}$

Poids propre des potelets IPE300 : $G_p = 42,2 \times 8 = 337,6\text{ daN}$

$$G = G_{ps} + G_l + G_p = 1648,6\text{ daN}$$

Tab. III.6 : Caractéristiques du profilé IPE 300 :

h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	D (mm)	P (Kg/m)
300	150	7,1	10,7	15		42,2
A (cm²)	I_y (cm⁴)	i_y (cm)	W_{ply} (cm³)	I_z (cm⁴)	i_z (cm)	W_{pl.z} (cm³)
53,81	8356,11	12,5	628,36	603,78	3,35	125,22

✓ **Charges :**

➤ **Effet de vent :**

$$W = -194,94 \times 6 = -1169,64 \text{ daN/m}$$

➤ **Charges permanentes :**

$$G = 1648,6 \text{ daN}$$

Les combinaisons ELS et ELU :

Tab. III. 7 : Combinaison ELS et ELU

	ZZ'	YY'
ELS	W = 1169,64 daN/m	G = 1648,6 daN
ELU	1,5.W = 1754,46 daN/m	1,35.G = 2225,61 daN

❖ **Condition de la flèche : (ELS)**

Condition de la flèche à l'ELS : $\delta_{\max} \leq \delta_{\text{adm}}$

$$\delta_{\max} = \frac{5 \times Q_u \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \delta_{\text{add}} = \frac{l}{200}$$

$$\delta_z = \frac{5 \times 1169,64 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 8356 \times 10^{-8}} = 0,011 \text{ m} \leq \delta_{\text{add}} = 0,030 \text{ m}$$

Condition vérifiée

Donc le profilé IPE 300 est vérifié à la flèche.

❖ **Vérification du moment fléchissant :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{\text{sdmax}} \leq M_{\text{pl,rd}}$$

❖ **Détermination de la classe de profilé :**

$$A_{\text{me}}: \frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 \leq 72\varepsilon \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

Donc l'âme est de classe 1.

$$\text{Semelle : } \frac{c}{t_w} = \frac{(b - t_w - 2r)}{2t_f} = \frac{112,9}{10,7} = 5,27 \leq 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1.

Le profilé est de classe 1 $\longrightarrow \gamma_{m0} = 1,1$

$$M_{\text{ply,rd}} = \frac{W_{\text{ply}} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{628,4 \times 10^{-6} \times 2,75 \times 10^7}{1,1} = 15710 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,\text{sd}} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{1754,46 \times 8^2}{8} = 14035 \text{ daN.m}$$

$$M_{\text{sdmax}} = 14035 \text{ daN.m} \leq M_{\text{pl,rd}} = 15710 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée

❖ **Vérification de la résistance au moment fléchissant et l'effort axial :**

$$N_{sdmax} \leq \min (0.25 N_{pl.rd} ; 0.5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{m0}})$$

- $N_{sd} = 1.35 \times G = 1.35 \times 1648,6 = 2225,61 \text{ daN}$

- $N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{53,81 \times 2750}{1.1} = 134525 \text{ daN}$
 $\Rightarrow 0.25 N_{plrd} = 33631,25 \text{ daN}$

$$\frac{0.5 A_w \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.5 (A - A_v) \times f_y}{1.1}$$

$$A_v = A - 2(b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f = 53,81 - 2(15 \times 1,07) + (0,71 + 2 \times 1,5) \times 1,07$$

$$A_v = 25,68$$

$$= \frac{0,5(53,81 - 25,68) \times 2750}{1,1} = 35162,5 \text{ daN}$$

- $N_{sdmax} = 2225,61 \text{ daN}$
- **min(33631,25 daN ; 35162,5 daN)**

$$N_{sdmax} = 1650.15 \leq 33631,25 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

L'effort normal peut être négligé par rapport au moment de résistance.

❖ **Vérification de l'élanement à l'instabilité :**❖ **Flambement :**

$$\frac{N}{\chi \min. N_{pl.rd}} + \frac{K_y \cdot M_y}{M_{pl.y}} + \frac{K_z \cdot M_z}{M_{pl.z}} \leq 1$$

- $\chi_{\min} = \min (\chi_y ; \chi_z)$

$$\chi_{\min} = \frac{1}{\varphi + (\varphi^2 - \lambda^2)^{0.5}} ; \chi \leq 1$$

$$\text{Avec } \varphi = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\lambda = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) (\beta_A)^{0.5} \text{ avec } \beta_A = 1$$

• **YY' :**

$$\lambda_1 = 93,9 \text{ E avec } \epsilon = 0,924$$

$$\text{Donc } \lambda_1 = 86,80$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{800}{12,5} = 64$$

$$\lambda = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{64}{86,8} = 0,74$$

Courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 \geq 1.2$$



$$\begin{cases} yy' \Rightarrow a \Rightarrow \alpha = 0.21 \\ zz' \Rightarrow b \Rightarrow \alpha = 0.34 \end{cases}$$

$$t_f = 10,7\text{mm} \leq 40\text{mm}$$

$$\varphi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5(1 + 0,21(0,74 - 0,2) + 0,74^2)$$

$$\varphi = 0,83$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi + (\varphi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0,5}} = \frac{1}{0,83 + (0,83^2 - 0,74^2)^{0,5}} \quad \text{avec } \chi_y \leq 1$$

$$\chi_y = 0,82 \leq 1$$

✓ $\varphi_{lt} = 0,83$

✓ $\chi_{lt} = 0,82$



$$\chi_y = 0,8477$$

• ZZ' :

$$\lambda_1 = 86,8$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_z} = \frac{137,5}{3,35} = 41,04$$

l_f = espacement entre lisse.

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{41,04}{86,8} = 0,47$$

$$\frac{h}{b} = \frac{27}{13,5} = 2 \geq 1,2$$



$$\begin{cases} yy' \Rightarrow a \Rightarrow \alpha = 0.21 \\ zz' \Rightarrow b \Rightarrow \alpha = 0.34 \end{cases}$$

$$t_f = 10,2 \leq 40 \text{ mm}$$

✓ $\varphi_{lt} = 0,83$

✓ $\chi_{lt} = 1,01$



$$\chi_z = 0,9261$$

$$\varphi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5(1 + 0,21(0,47 - 0,2) + 0,47^2)$$

$$\varphi = 0,63$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi + (\varphi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0,5}} = \frac{1}{0,63 + (0,63^2 - 0,47^2)^{0,5}} \quad \text{avec } \chi_z \leq 1$$

$$\chi_z = 0,95 \leq 1$$

$$\chi_{\min} = \min(0,82 ; 0,95) \quad \text{donc} \quad \chi_{\min} = 0,82$$

Coefficient k :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right] = 0,74 * (2 * 1,3 - 4) + \left[\frac{628 - 557}{557} \right]$$

$$\Rightarrow \beta_{My} = 1.3 \text{ appuis simple}$$

$$\mu_y = -0,91 \leq 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{(-0,91) * 2225,61}{0,82 * 53,81 * 10^{-4} * 27,5 * 10^6}$$

$$k_y \leq 1.5 \text{ vérifiée}$$

$$K_y = 1,017$$

$$\chi_{\min} = 0,82$$

$$N_{sd} = 2225,61 \text{ daN}$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{5,4 \times 10^{-3} \times 27,5 \times 10^6}{1,1} = 135000 \text{ daN}$$

$$M_{sd.y} = \frac{Q_{uy} \cdot l^2}{8} = \frac{2225,61 \times 8^2}{8} = 17804,88 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.rd} = 157100 \text{ daN.m}$$

Vérification de la condition :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times N_{pl.rd}} + \frac{k_y \times M_{sd.y}}{M_{pl.rd}} = \frac{2225,61}{0,82 \times 135000} + \frac{1,017 \times 17804,88}{157100} = 0,14 \leq 1$$

Condition vérifiée

❖ **Déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl.rd}} + \frac{k_{lt} \times M_{sd.y}}{\chi_{lt} M_{pl.rd}} \leq 1$$

• λ_{lt} :

$$\lambda_{lt} = \frac{l/i_z}{\sqrt{c1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l}{\frac{i_z}{h}} \right)^2 \right]}} = \frac{8/3,35 \times 10^{-2}}{\sqrt{1,132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{8}{\frac{3,35 \times 10^{-2}}{0,3}} \right)^2 \right]}} = 104,34$$

$$\lambda_{lt} = 104,34$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right) (\beta_A)^{0,5} = \left(\frac{104,34}{86,8} \right) = 1,2 \quad \text{avec} \quad \beta_A = 1$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = 1,2$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 0,5(1 + 0,21(1,2 - 0,2) + 1,2^2)$$

$$\Phi_{LT} = 1,325$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\Phi_{lt} + (\Phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2)^{0,5}} = \frac{1}{1,325 + (1,325^2 - 1,2^2)^{0,5}} = 0,53$$

$$\chi_{lt} = 0,53$$

$$\mu_{lt} = 0,15 \bar{\lambda}_{lt} \beta^{-0,15} \longrightarrow \mu_{lt} = 0,18$$

$$k_{lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \longrightarrow k_{lt} = 1$$

$$\chi_z = 0,95$$

$$\chi_{lt} = 0,53$$

$$k_{lt} = 1$$

$$N_{sd} = 2225,61 \text{ daN}$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{5,4 \times 10^{-3} \times 27,5 \times 10^6}{1,1} = 135000 \text{ daN}$$

$$M_{sd.y} = \frac{Q_{uy} \cdot l^2}{8} = \frac{2225,61 \times 8^2}{8} = 17804,88 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.rd} = 157100 \text{ daN.m}$$

Vérification de la condition :

$$\frac{Nsd}{\chi_z \times Nplrd} + \frac{klt \times Msdy}{\chi_{lt} Mplrd} = \frac{2225,61}{0,95 \times 135000} + \frac{1 \times 17804,88}{0,53 \times 157100} = 0,23$$

$$0,23 \leq 1$$

Condition vérifiée

III.6 Conclusion :

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

- Les pannes : IPE 180
- Les lisses de bardages : UPN 160
- Les potelets : IPE 300

**ETUDE DES
PLANCHERS
COLLABORANTS**

Chapitre IV : Etude des planchers collaborants

IV.1 Introduction :

Un plancher mixte (Acier – Béton) est composé d'une dalle en béton liée aux semelles supérieures des solives par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est de rendre solidaires les solives en acier de la dalle de béton en évitant tout glissement relatif. Une telle dalle est dite collaborant, elle participe à l'inertie globale du plancher. Etant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement, la méthode de calcul de type de plancher sera développé. On distingue deux types de planchers :

- Les planchers courants destinés à séparer les étages d'une construction.
- Le planché de hall de stockage.

IV.2 Hypothèses :

L'acier et le béton sont supposés être des matériaux obéissant à la loi de Hooke. La variation relative de longueur de deux fibres d'acier et de béton due à une sollicitation qui crée respectivement des contraintes normales σ_a et σ_b pour valeur : $\epsilon = \frac{L1}{L} = \frac{Cra}{Ea} = \frac{Crb}{Eb}$

E_a : module d'élasticité de l'acier de construction $E_a = 21 \times 10^9 \text{ daN/m}^2$

E_b : module d'élasticité de béton $E_b = 2,8 \times 10^9 \text{ daN/m}^2$

E'_b : module d'élasticité équivalent de béton $E'_b = \frac{E_b}{2} = 14 \times 10^8 \text{ daN/m}^2$

Coefficient d'équivalence acier - béton : $n = \frac{E_a}{E_b} = 15$

IV.3 Notations :

IV.3.1 Dimensions linéaires :

h : hauteur de la poutre en acier.

t : épaisseur du béton situé au-dessus de la poutre en acier.

b : longueur de la dalle collaborante.

V_s : distance de l'axe neutre à la fibre supérieur de la dalle.

V_i : distance de l'axe neutre à la fibre inférieur de la poutre.

D : distance entre le centre de gravité de la poutre et l'axe neutre.

IV.3.2 Caractéristiques de la section :

A : Aire de la section de la poutre en acier.

B : Aire de la section du béton seul.

S : Aire de la section totale rendue homogène.

I : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

I_a : moment d'inertie de la poutre en acier, par rapport à un axe perpendiculaire au plan de flexion, passe par G_a.

I_Δ : moment d'inertie de la section du béton seul, par rapport à un axe perpendiculaire au plan de flexion, passe par G_a

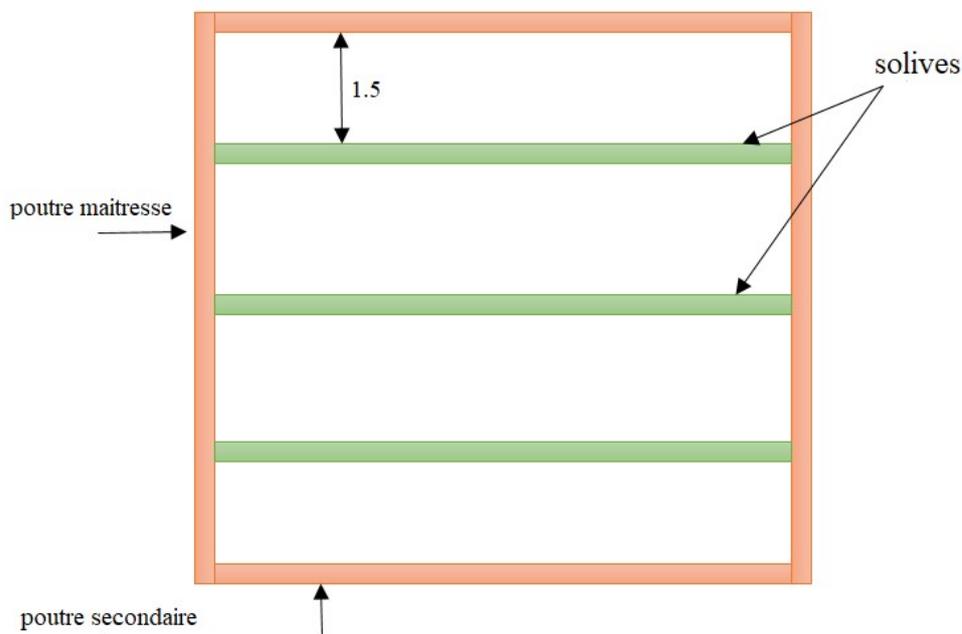


Figure IV.1 : Disposition des solives sur la poutre maitresse.

IV.3.3 Éléments constituant le plancher :

1. Dalle en béton
2. Solive
3. Bac en acier HIBOND 55.750

IV.3.4 Calcul de la longueur participante de béton :

$$b_{\text{eff}} = \min \left(2 \times \frac{2 \times L_0}{8}; b \right) \quad L_0 = \text{est la longueur de la solive. EC04 p (4 - 7).}$$

$$b_{\text{eff}} = \left(2 \times \frac{2 \times 6}{8} = 3 ; 1.5 \right) = \mathbf{1,5 \text{ m.}}$$

IV.4 Vérification au stade de montage :

- ✓ Charge appliquée à la poutre mixte avant le durcissement du béton :
- ❖ Les charges permanentes :
 - Dalle en béton : $\rho = 2500 \text{ daN/m}^2$. Épaisseur de la dalle : $e = 0,12\text{m}$.
 $G_1 = 2500 \times 0,12 \times 1,5 = 450 \text{ daN/m}$
 - Coffrage en HI-BOND 55.750 : $e = 1\text{mm}$
 $G_2 = 12,8 \times 1,5 = 19,2 \text{ daN/m}$
 - Treillis soudé : une maille de $150 \times 150\text{mm}$; $G = 2 \text{ daN/m}^2$.
 $G_3 = 2 \times 1,5 = 3 \text{ daN/m}$
 - Accessoires : $G = 3\text{daN/m}^2$
 $G_4 = 3 \times 1,5 = 4,5 \text{ daN/m}$
 - On propose un IPE 220 :
 $M = 26,2 \text{ daN/m}$.
 $G_T = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + M = 450 + 19,2 + 3 + 4,5 + 26,2$
 $G_T = 502,9 \text{ daN/m}$
- ❖ La charge d'exploitation:
 - Surcharge d'exploitation : (ouvrier)
 $Q = 44,44 \text{ daN/m}$

Tableau IV.1 : Caractéristiques de profile IPE 220.

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	D (mm)	P (Kg/m)
220	110	5.9	9.2	12	177.6	26.2
A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
33.4	2770	9.11	285.4	205	2.48	58.11

- ✓ Combinaison des charges :

Tableau IV.2 : Combinaison des charge ELS et ELU.

Cas	Résultat
ELS	$Q_s = G + Q = 502,9 + 44,44$ $Q_s = 547,3 \text{ daN/m}$
ELU	$Q_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$ $Q_u = 745,57 \text{ daN/m}$

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\delta_{\max} = \frac{5 \cdot Q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \delta_{\text{adm}} = \frac{L}{300} = \frac{6}{300} = 0,02 \text{ m}$$

$$\delta_{\max} = \frac{5 \times 547,3 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 2,77 \times 10^{-5}} = 0,016 \leq 0,02$$

Condition vérifiée

Donc le profile IPE 220 est vérifié à la flèche.

✓ **Vérification du moment fléchissant :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{\text{sdmax}} \leq M_{\text{pl.rd}}$$

✓ **Détermination de la classe de profilé :**

$$\text{Ame : } \frac{d}{t_w} = \frac{177,6}{5,9} = 30,10 \leq 72\varepsilon \quad ; \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

Donc l'âme est de classe 1.

$$\text{Semelle : } \frac{c}{t_w} = \frac{(b-t_w-r)}{2t_f} = \frac{92,1}{18,4} = 5,00 \leq 10\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1.

Le profilé est de classe 1 $\gamma_{m0} = 1,1$

➤ Moments réduit :

$$\bullet \quad M_{\text{pl.rd}} = \frac{W_{\text{ply}} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{285,4 \cdot 10^{-6} \cdot 2,75 \cdot 10^7}{1,1} = 7135 \text{ daN.m}$$

➤ Moments fléchissant :

$$M_{\text{sd}} = \frac{Q_u \cdot l^2}{8} = \frac{745,57 \cdot 6^2}{8} = 3355,06 \text{ daN.m}$$

$$M_{\text{sdmax}} = 3355,06 \text{ daN.m} \leq M_{\text{pl.rd}} = 7135 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée✓ **Vérification de cisaillement :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{\text{sd.max}} \leq V_{\text{pl.rd}} \quad (\text{EC.3p158})$$

$$\bullet \quad V_{\text{sd.z}} = \frac{Q_u \cdot L}{2} = \frac{745,3 \cdot 6}{2} = 2235,9 \text{ daN}$$

$$\bullet \quad V_{\text{pl.rd}} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - 2(b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f = 33,37 - 2(11 \times 0,92) + (0,59 + 2 \times 1,2) \times 0,92$$

$$A_v = 15,88 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = 15,88 \times \frac{27,5 \times 10^2}{1,1 \times \sqrt{3}} = 22920,8 \text{ daN}$$

La condition : $V_{sd,max} = 2235,9 \text{ daN} \leq V_{pl,rd} = 22920,8 \text{ daN}$

***Condition vérifiée ***

IV.5 Vérification au stade final

□ **Charge appliquée à la poutre mixte après durcissement de béton :**

- **Poids de la dalle en béton : ($\rho = 2500 \text{ daN/m}^3$), $t = 12 \text{ cm}$.**

$$G_1 = 2500 \times 0,12 \times 1,5 = 450 \text{ daN/m}$$

- **Poids de la tôle HI-BOND 55.750 : $e = 1 \text{ mm}$**

$$G_2 = 12,8 \times 1,5 = 19,2 \text{ daN /m}$$

- **Poids de solive IPE220 :**

$$G_3 = 26,2 \text{ daN/m}$$

- **Carrelage + sable + mortier de pose :**

$$G_4 = 120 \times 1,5 = 180 \text{ daN/m}$$

- **Treillis soudé : une maille de $150 \times 150 \text{ mm}$; $P = 2 \text{ daN/m}^2$.**

$$G_5 = 2 \times 1,5 = 3 \text{ daN/m}$$

- **Accessoires : $P = 3 \text{ daN/m}^2$.**

$$G_6 = 3 \times 1,5 = 4,5 \text{ daN/m.}$$

$$G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 + G_6 = 450 + 19,2 + 26,2 + 180 + 3 + 4,5$$

$$G = 682,9 \text{ daN/m}$$

- ✓ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 500 \times 1,5 = 750 \text{ daN/m}^2$$

□ **Combinaison des charges :**

Tableau IV.3 : Combinaison des charge ELS et ELU.

Cas	Résultat
ELS	$Q_s = G + Q = 682,9 + 750$ $Q_s = 1432,9 \text{ daN/m}$
ELU	$Q_u = 1,35 * G + 1,5 * Q$ $Q_u = 2046,91 \text{ daN/m}$

✓ **Position de l'axe neutre élastique :**

La position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport à l'axe neutre de solive est donnée par la formule suivante :

$$d = \frac{B_{eff} * t}{n} * \frac{t+h}{2 * S} \quad \text{avec } n=15 ; t=12 \text{ cm} ; b_{eff}=1,5 \text{ m}$$

$$S = A + B/n \quad \text{avec } B = b * t = 110 * 12 = 1320 \text{ cm}^2$$

$$S = 33,37 + 1320/15 = 121,37 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{150 * 12}{15} * \frac{12 + 22}{2 * 121,37} = 16,8 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre est dans la poutre en acier à 16,8 cm de centre de gravité de la poutre.

✓ **L'inertie de l'ensemble poutre-dalle :**

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) est :

$$I_{\Delta} = I_A + (A * d^2) + \frac{b_{eff} * t^3}{12n} + \frac{b_{eff}}{n} * \left(\frac{t+h}{2} - d\right)^2$$

$$I_b = \frac{b_{eff} * t^3}{12n} = \frac{150 * 12^3}{12 * 15} = 1440$$

$I_A = I_y = 2771,84 \text{ cm}^4 ; A = 33,37 \text{ cm}^2 ; n = 15 ; t = 12 \text{ cm} ; h = 22 \text{ cm} ; B_{eff} = 150 \text{ cm} ; d = 16,8 \text{ cm}$

$$I_{\Delta} = 2771,84 + (33,37 * 16,8^2) + \frac{150 * 12^3}{12 * 15} + \frac{150}{15} * \left(\frac{12 + 22}{2} - 16,80\right)^2$$

$$I_{\Delta} = 13630,58 \text{ cm}^4$$

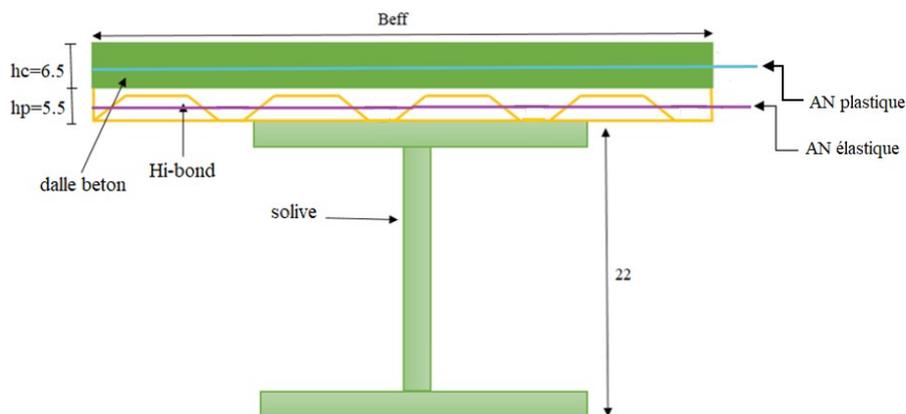


Figure IV.2 : Position de l'axe neutre élastique et plastique.

✓ **Axe neutre plastique :**

$$F_c = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 33,37 \times \frac{2750}{1,1} = 83425 \text{ daN}$$

$$F_b = B_{\text{eff}} \times h_c \times \left(0,85 \times \frac{\rho_{c28}}{\gamma_c}\right) = 1,5 \times 0,065 \times \left(0,85 \times \frac{25 \times 10^5}{1,5}\right) = 138125 \text{ daN}$$

$$F_b = 138125 \text{ daN} > F_c = 83500 \text{ daN}$$

Donc : l'ANP situe dans la dalle de compression.

✓ **Calcul de la distance entre l'ANP et la face supérieure de la dalle de compression Z :**

$$Z = \frac{F_c}{\frac{1,5 \times 0,85 \times 25 \times 10^5}{1,5}} = \frac{83500}{2125000} = 0,039 \text{ m}$$

$$Z = 3,9 \text{ cm}$$

On a que : $Z = 3,9 \text{ cm} < h_c = 6,5 \text{ cm}$

Donc l'ANP passe par la dalle de compression

✓ **Calcul des contraintes :****ACIER :**

- Semelle inférieure : (traction)

$$\sigma_{\text{ail}} = \frac{M_{\text{max}}}{I_{\Delta}} \cdot V_i \quad ; \quad V_i = \frac{h}{2} + d = \frac{22}{2} + 16,8 = 27,8 \text{ cm}$$

- **Moment fléchissant max :**

$$M_{\text{max}} = \frac{Q_u \cdot L^2}{8} = \frac{2046,91 \cdot 6^2}{8} = 9211,1 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$\sigma_{\text{ail}} = \frac{9211,1 \cdot 100}{13630,58} \cdot 27,8 = 1878,63 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{ail}} = 1878,63 \cdot 10^4 \text{ daN/m}^2$$

- Semelle supérieure : (compression) :

$$\sigma_{\text{asl}} = \frac{M_{\text{max}}}{I_{\Delta}} \cdot (V_s - t) \quad ; \quad V_s = \frac{h}{2} + t - d = \frac{22}{2} + 12 - 16,8 = 6,2 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{asl}} = \frac{9211,1}{13630,58} \cdot (6,2 - 12) = -391,94 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{asl}} = -391,94 \cdot 10^4 \text{ daN/m}^2$$

BETON :

- Fibre inférieure : (compression) :

$$\sigma_{bil} = \frac{M_{max}}{n \cdot I_{\Delta}} \cdot (V_s - t) = \frac{9211,11 \cdot 100}{15 \cdot 13630,58} \cdot (6,2 - 12) = -26,13 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{bil} = -26,13 \cdot 10^4 \text{ daN/m}^2$$

- Fibre supérieure : (compression)

$$\sigma_{bsl} = \frac{M_{max}}{n \cdot I_{\Delta}} \cdot V_s = \frac{9211,11 \cdot 100}{15 \cdot 13630,58} \cdot 6,2 = 27,93 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{bsl} = 27,93 \cdot 10^4 \text{ daN/m}^2$$

✓ Vérification à l'effort tranchant :(cisaillement)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\tau \leq \tau_e$$

$$V_{sd,z} = \frac{Q_u \cdot L}{2} = \frac{2046,91 \cdot 6}{2} = 6140,73 \text{ daN}$$

- τ : contrainte additionnelle de retrait.
- τ_e : contrainte limitée de cisaillement pur en élasticité.

$$\tau = \frac{V_{sd}}{h \cdot t_w} = \frac{6140,73}{22 \cdot 0,59} = 473,1 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_e = 0,58 \cdot f_y = 0,58 \cdot 2750 = 1595 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau = 473,1 \text{ daN/cm}^2 < \tau_e = 1595 \text{ daN/cm}^2$$

Condition vérifiée

✓ Vérification de la flèche :

$$\delta_{max} = \frac{5 \cdot Q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \delta_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{6}{300} = 0,02 \text{ m}$$

$$\delta_{max} = \frac{5 \cdot Q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 1432,9 \cdot 6^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^9 \cdot 13630,58 \cdot 10^{-8}} = 0,009 \leq 0,02$$

Condition vérifiée

✓ Contraintes additionnelles de retrait :

- $\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{22+12}{2} = 17 \text{ cm} = 0,17 \text{ m}$

- $\alpha = \frac{I_a}{A_a \cdot \beta} = \frac{2772}{33,37 \cdot 17} = 4,88 \text{ cm} = 0,048 \text{ m}$ avec (I_a : I_y inertie de la solive).

- $$K = \frac{A_c \cdot E_a \cdot \beta \cdot A_d}{(r \cdot I_d \cdot A_d) + (A_c \cdot I_d) + (A_c \cdot A_d \cdot \beta^2)}$$
 ;
- $A_c = B = B_{\text{eff}} \cdot t = 150 \times 12 = 1800 \text{ cm}^2 = 0,18 \text{ m}^2$; $E_a = 21 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2$
- $$K = \frac{1800 \cdot 21 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4} \cdot 17 \cdot 33,37}{(15 \cdot 2772 \cdot 33,37) + (1800 \cdot 2772) + (1800 \cdot 33,37 \cdot 17^2)}$$

$$K = 18,06 \text{ daN/cm}^3 = 18,06 \cdot 10^6 \text{ daN/m}^3$$

Avec :

- $Z_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{22}{2} + 4,88 = 15,88 \text{ cm} = 0,1588 \text{ m}$
- $Z_2 = Z_1 + t = 15,88 + 12 = 27,88 \text{ cm} = 0,2788 \text{ m}$

ACIER :

- Semelle inférieure : (traction)

$$\sigma_{ai2} = -k \times (h - Z_1) = (-18,06 \times 10^6) \times (0,22 - 0,1588)$$

$$\sigma_{ai2} = -1,10 \times 10^6 \text{ daN/m}^2$$

- Semelle supérieure : (compression)

$$\sigma_{as2} = K \times Z_1 = (18,06 \times 10^6 \times 0,1588)$$

$$\sigma_{as2} = 2,86 \times 10^6 \text{ daN/m}^2$$

BETON:

- Fibre inférieure : (compression)

$$\sigma_{bi2} = \frac{1}{n} (E_a \varepsilon - K Z_1) = \frac{1}{15} ((21 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4}) - (18,06 \cdot 15,88))$$

$$\sigma_{bi2} = 8,94 \text{ daN/cm}^2 = 8,94 \cdot 10^4 \text{ daN/m}^2 \quad \text{*compression*}$$

- Fibre supérieure : (compression)

$$\sigma_{bs2} = \frac{1}{n} (E_a \varepsilon - K Z_2) = \frac{1}{15} ((21 \cdot 10^5 \cdot 2 \cdot 10^{-4}) - (18,06 \cdot 27,88))$$

$$\sigma_{bs2} = -5,57 \text{ daN/cm}^2 = -5,57 \cdot 10^4 \text{ daN/m}^2 \quad \text{*traction*}$$

- ✓ Les contraintes finales :

ACIER :

$$\sigma_{ai} = \sigma_{ai1} + \sigma_{ai2} = (18,7860 \cdot 10^6) + (-1,10 \cdot 10^6)$$

$$\sigma_{ai} = 17,68 \cdot 10^6 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_{as} = \sigma_{as1} + \sigma_{as2} = (-3,9194 \cdot 10^6) + (2,86 \cdot 10^6)$$

$$\sigma_{as} = -1,06 \cdot 10^6 \text{ daN/m}^2$$

BETON:

$$\sigma_{bi} = \sigma_{bi1} + \sigma_{bi2} = (-26,13 \cdot 10^4) + (8,94 \cdot 10^4)$$

$$\sigma_{bi} = -17,19 \cdot 10^4 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_{bs} = \sigma_{bs1} + \sigma_{bs2} = (27,93 \cdot 10^4) + (-5,57 \cdot 10^4)$$

$$\sigma_{bs} = 22,36 \cdot 10^4 \text{ daN/m}^2$$

IV.6- Calcul de la poutre maîtresse :

Les poutres porteuses (sommiers) 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.

□ Caractéristiques du plancher :

- Portée de la poutre maîtresse : $L = 6 \text{ m}$.
- L'entre-axe des poutres maîtresses : $D = 6 \text{ m}$.
- L'entre-axe des solives : $d = 1,5 \text{ m}$.
- Charges permanentes du plancher G_p :
 - **Poids de la dalle en béton : ($\rho = 2500 \text{ daN/m}^3$), $t = 12 \text{ cm}$.**

$$G_1 = 2500 \times 0,12 \times 1,5 = 450 \text{ daN/m}$$
 - **Poids de la tôle HI-BOND 55.750 : $e = 1 \text{ mm}$**

$$G_2 = 12,8 \times 1,5 = 19,2 \text{ daN /m}$$
 - **Poids de solive IPE 220 :**

$$G_3 = 26,2 \text{ daN/m}$$
 - **Carrelage + sable + mortier de pose :**

$$G_4 = 120 \times 1,5 = 180 \text{ daN/m}$$
 - **Treillis soudé : une maille de $150 \times 150 \text{ mm}$; $P = 2 \text{ daN/m}^2$.**

$$G_5 = 2 \times 1,5 = 3 \text{ daN/m}$$
 - **Accessoires : $P = 3 \text{ daN/m}^2$.**

$$G_6 = 3 \times 1,5 = 4,5 \text{ daN/m}$$

$$G_p = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 + G_6 = 450 + 19,2 + 26,2 + 180 + 3 + 4,5$$

$$G_p = 682,9 \text{ daN/m}$$

- Surcharges d'exploitation : $Q = 500 \text{ daN/m}^2$.
 $Q = 500 \cdot 6 = 3000 \text{ daN/m}$
- Nombre de solives sur la poutre maitresse $N = 5$.

Les solives exercent des charges concentrées sur la poutre maitresse avec :
 $P_{solive} = G_{solive} \cdot e_{poutre} = 26,2 \times 6 = 159,6 \text{ daN}$

$$Q_s = (G_p + Q)D + N_s \cdot \frac{P_{solive}}{d} = (682,9 + 3000)6 + 5 \cdot \frac{159,6}{1,5}$$

$$Q_s = 22629,4 \text{ daN}$$

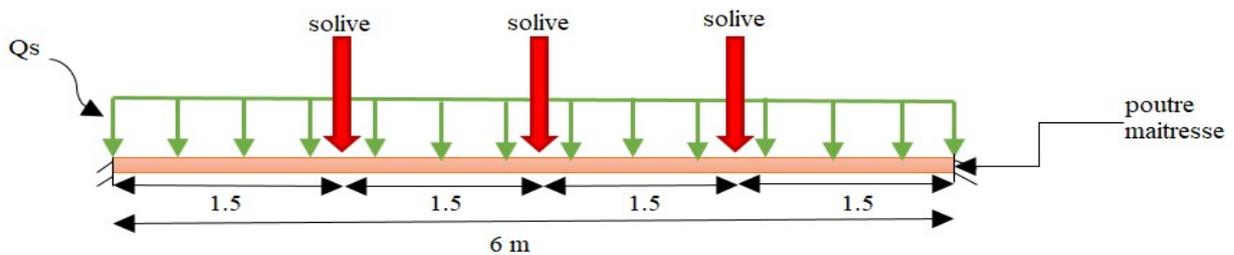


Figure IV. 3: Schéma statique de la poutre maitresse sous chargement.

□ On va estimer un profilé IPE 400 comme poutre maitresse :

Les caractéristiques sont :

Tableau IV.4: Caractéristiques et dimensions de l'IPE 400.

h (mm)	b(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	D (mm)	P (Kg/m)
400	180	8.6	13.5	21	331	66.3
A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
84.5	23128	16.5	1307	1318	3.95	229

✓ Combinaisons des charges les plus défavorables :

Tableau IV.5 : Combinaisons des charges ELS et ELU.

Cas	Résultat
ELS	$Q_s = \sum G + Q = 682,9 + 3000$ $Q_s = 3682,9 \text{ daN/m}$
ELU	$Q_U = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$ $Q_U = 5421,91 \text{ daN/m}$

- ✓ Dimensionnement de la poutre maitresse :

Condition de la flèche (ELS) :

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

$$\text{avec } \delta_{\text{adm}} = \frac{L}{300} = \frac{6}{300} = 0,02 \text{ m}$$

$$\delta_{\max} = \frac{5 \cdot Q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 3682,9 \cdot 6^4}{384 \cdot 21.10^9 \cdot 231284 \cdot 10^{-9}} = 0,012 \text{ m} \leq 0,020 \text{ m}$$

Condition vérifiée

✓ Vérification de la résistance : (ELU)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{pl.rd}}$$

- Détermination de la classe de profilé :

$$\text{Ame: } \frac{d}{t_w} = \frac{331}{8,6} = 38,48 \leq 72\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

l'âme est de classe 1.

$$\text{Semelle: } \frac{c}{2t_f} = \frac{(b - (tw + 2r))}{2t_f} = 4,79 \leq 10\varepsilon$$

la semelle est de classe 1

$$\text{donc } \gamma_{m0} = 1,1$$

- Moment réduit :

$$M_{\text{pl.rd}} = W_{\text{ply}} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 13,04 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{27,5 \cdot 10^6}{1,1} = 32600 \text{ daN.m}$$

- Moment fléchissant :

$$M_{\text{sd}} = \frac{Q_u \cdot L^2}{12} = \frac{5421,91 \cdot 6^2}{12} = 16265,73 \text{ daN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 16265 \text{ daN.m} \leq M_{\text{pl.rd}} = 32600 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée

✓ Vérification de cisaillement (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{\text{sdmax}} \leq V_{\text{pl.rd}}$$

$$V_{\text{sdmax}} \leq 0,5 V_{\text{pl.rd}}$$

- $V_{pl.rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}\sqrt{3}}$

$A_v = A - 2(b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f = 84,46 - 2(18 \times 1,35) + (0,86 + 2 \times 2,1)1,35$

$A_v = 42,7 \text{ cm}^2$

$V_{pl.rd} = 61632,14 \text{ daN}$

- $V_{sdmax} = \frac{Q_u \cdot L}{2} = \frac{5421,91 \cdot 6}{2}$

$V_{sdmax} = 16265,73 \text{ daN}$

$V_{sdmax} = 16265,73 \text{ daN} \leq V_{pl.rd} = 61632,14 \text{ daN}$

$V_{sdmax} = 16265,73 \text{ daN} \leq 0.5V_{pl.rd} = 30816,07 \text{ daN}$

***Condition vérifiée ***

IV.7 Calcul de la poutre secondaire :

Caractéristiques :

- ✓ Entre axe des poutres secondaires : $D = 6\text{m}$
- ✓ Entre axe des solives : $d = 1,5\text{m}$
- ✓ Charges permanentes du plancher : $G_p = 682,9 \text{ daN/m}$
- ✓ Surcharges d'exploitation : $Q_s = 500 \text{ daN/m}^2$
 $Q_s = 500 \times 6 = 3000 \text{ daN/m}$

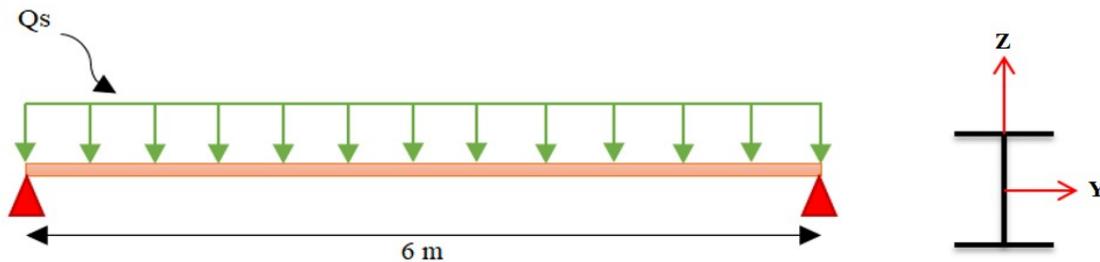


Figure IV.4 : Schéma statique de la poutre secondaire sous chargement.

$Q_s = (G_p + Q) \cdot d = (682,9 + 3000) \times 6 = 22097,4 \text{ daN}$

- On va estimer un profilé IPE 400 comme poutre secondaire :

Les caractéristiques sont :

Tableau IV.6 : Caractéristiques et dimensions de l'IPE 400

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	D (mm)	P (Kg/m)
400	180	8.6	13.5	21	331	66.3
A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
84.5	23128	16.5	1307	1318	3.95	229

- ✓ Combinaisons des charges les plus défavorables :

Tableau IV.7 : Combinaisons des charges ELS et ELU.

Cas	Résultat
ELS	$Q_s = G + Q = 682,9 + 3000$ $Q_s = 3682,9 \text{ daN/m}$
ELU	$Q_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$ $Q_u = 5421,91 \text{ daN/m}$

- ✓ Dimensionnement de la poutre maitresse :

Condition de la flèche (ELS) :

$$\delta_{\max} \leq \delta_{\text{adm}} \quad \text{avec : } \delta_{\text{adm}} = \frac{L}{300} = \frac{6}{300} = 0,02 \text{ m}$$

$$\delta_{\max} = \frac{5 \cdot Q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 3682,9 \cdot 6^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^9 \cdot 231284 \cdot 10^9} = 0,012 \text{ m} \leq 0,020 \text{ m}$$

Condition vérifiée

- ✓ Vérification de la résistance : (ELU)

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

- Détermination de la classe de profilé :

$$\text{Ame: } \frac{d}{t_w} = \frac{331}{8,6} = 38,48 \leq 72\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

l'âme est de classe 1.

$$\text{Semelle : } \frac{c}{2t_f} = \frac{(b - (tw + 2r))}{2t_f} = 4,79 \leq 10\varepsilon$$

la semelle est de classe 1

$$\text{donc } \gamma_{m0} = 1,1$$

- Moment réduit :

$$M_{\text{pl,rd}} = W_{\text{ply}} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 13,04 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{27,5 \cdot 10^6}{1,1} = 32600 \text{ daN.m}$$

- Moment fléchissant :

$$M_{\text{sd}} = \frac{Q_u \cdot L^2}{12} = \frac{5421,91 \cdot 6^2}{12} = 16265,73 \text{ daN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 16265 \text{ daN.m} \leq M_{\text{pl,rd}} = 32600 \text{ daN.m}$$

***Condition vérifiée ***

✓ Vérification de cisaillement (ELU) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sdmax} \leq V_{pl.rd}$$

$$V_{sdmax} \leq 0.5 V_{pl.rd}$$

- $V_{pl.rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}\sqrt{3}}$

$$A_v = A - 2(b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f = 84,46 - 2(18 \times 1,35) + (0,86 + 2 \times 2,1) \times 1,35$$

$$A_v = 42,7 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.rd} = 61632,14 \text{ daN}$$

- $V_{sdmax} = \frac{Q_u * L}{2} = \frac{5421,91 * 6}{2}$

$$V_{sdmax} = 16265,73 \text{ daN}$$

$$V_{sdmax} = 16265,73 \text{ daN} \leq V_{pl.rd} = 61632,14 \text{ daN}$$

$$V_{sdmax} = 16265,73 \text{ daN} \leq 0.5 V_{pl.rd} = 30816,07 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

IV.8 Les goujons :

Lorsque la poutre mixte est soumise aux actions extérieures. Un glissement apparaît entre le béton et l'acier. Pour éviter cela et rendre solidaire le béton et l'acier on utilise des connecteurs.

Ce sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive. Ils ont pour rôle d'assurer la liaison et l'adhérence entre la dalle du béton et la solive.

✓ Avantage des goujons connecteurs :

L'avantage des goujons est de combiner une rigidité relativement élevée avec une grande capacité de déformation. En effet, par rapport à des cales, les goujons à tête peuvent être disposés avec un espacement suffisant qui facilite grandement leur utilisation.

✓ Inconvénient des goujons connecteurs :

Il est lié au problème de soudabilité particulièrement lors de l'utilisation de tôles galvanisées ou de semelles de poutres peintes mais également en présence d'eau entre la tôle profilée et la semelle.

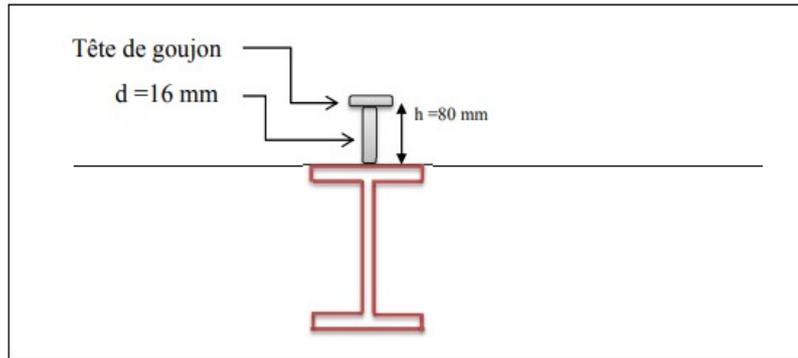


Figure IV. 5: Dimensions des connecteurs.

Le connecteur est formé par :

- Un goujon cylindrique de diamètre "d" .
- Une tête de hauteur "t" et diamètre "D".
- Hauteur totale "h".

Les connecteurs choisis sont des goujons à têtes soudées avec : (Eurocode4 page162)

$$\frac{h}{d} > 4 \Rightarrow h > 4 \times d \quad \text{On a } d = 16 \text{ mm} \Rightarrow h > 4 \times 16 = 64 \text{ mm}$$

On prend : h = 80 mm ; d = 16 mm

IV.8.1 Effort de cisaillement longitudinal :

$$V_1 = F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a} \\ \frac{0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \end{array} \right.$$

$F_{ck} = 20 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$: La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré.

$A_a = 33,37 \text{ cm}^2$ (IPE 220): L'aire de l'élément structural en acier,

$A_c = b_{\text{eff}} \times t = 1,5 \times 0,12 = 0,18 \text{ m}^2$: L'aire de la section efficace de béton.

$A_{se} = 0$: Aire de toute armature longitudinale comprimée. (pas de ferrailage).

$\gamma_a = 1,1$: Coefficient de sécurité pour l'acier

$\gamma_c = 1,5$: Coefficient partiel de sécurité de compression béton section mixte transversale

f_{sk} : Limite d'élasticité caractéristique à la traction des armatures.

$\gamma_s = 1,15$: Coefficient de sécurité pour ferrailage.

$$F_{cf(1)} = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a} = \frac{33,37 \cdot 27,5 \cdot 10^2}{1,1} = 83425 \text{ daN}$$

$$F_{cf(2)} = \frac{0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{0,85 \cdot 1000 \cdot 2 \cdot 10^2}{1,5} = 113333 \text{ daN}$$

$$\min \begin{cases} F_{cf(1)} = 83425 \text{ daN} \\ F_{cf(2)} = 113333 \text{ daN} \end{cases}$$

$$V_I = 83425 \text{ daN}$$

IV. 8.2 La résistance d'un connecteur Prd :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \\ 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \end{array} \right. \dots\dots\dots(\text{Eurocode4 page 168})$$

d = 18 mm: Diamètre du fût du goujon.

f_u = 0,43 kN/mm²: Résistance en traction spécifique du matériau du goujon, sans dépasser 50 daN/m².

f_{ck} = 20.10³KN/m² : La résistance caractéristique sur cylindre du béton, à l'âge considérée.

E_{cm} = 22000 × (f_{cm}/10)^{0.3} = 29962MPa = 3000 daN/mm² : La valeur moyenne du module sécant du béton.

γ_v = 1,25 coefficient partiel de sécurité à l'ELU.

$$\begin{cases} \alpha = 1 & \frac{h}{d} > 4 \\ \alpha = 0,2 \left[\left(\frac{h}{d} \right) + 1 \right] & 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

On a : $\frac{h}{d} = \frac{80}{18} = 4,44 > 4 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 1$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \cdot 43 \cdot \frac{\pi \cdot 18^2}{4} \cdot \frac{1}{1,25} \\ 0,29 \cdot 1 \cdot 18^2 \cdot \sqrt{2 \cdot 3000} \cdot \frac{1}{1,25} \end{array} \right.$$

$$\min \begin{cases} 7002,98 \text{ daN} \\ 5822,48 \text{ daN} \end{cases}$$

$$P_{rd} = 5822,48 \text{ daN}$$

IV.8.3 Nombre de connecteurs

Doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé (section 6.2 E.C.4), divisé par la résistance de calcul d'un connecteur, (6.3 ou 6.5 E.C 4):

$$N \geq \frac{N_{\text{cisaillement}}}{P_{rd}} \longrightarrow N \geq \frac{83425}{5822,45} = 14,32$$

$$N = 15 \text{ goujons}$$

Nombre de connecteurs nécessaires est : $N = 15$ goujons / solive

IV.8.4 L'espaceur des connecteurs :

$$S = \frac{L_{cr}}{n} \Rightarrow \frac{600}{15} = 40 \text{ cm} \quad (6.1.3 \text{ EC4})$$

S: l'espaceur entre deux goujons successifs.

L_{cr} : la longueur de solive

n : nombre de goujons sur une solive

Donc chaque 40 cm on a un goujon.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 18 mm, espacés de 40 cm.

IV.9 Conclusion :

A travers cette étude on a démontré que le plancher collaborant, réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur 12 cm posée sur des solives IPE 220, supporte les charges horizontales (permanente, exploitation), appliquées au niveau de l'étage de notre structure.

Et on a démontré aussi que les poutres (maitresses et secondaires) sont des IPE 400.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre 18 mm, espacés de 40 cm.

ETUDE DES CESCALIERS

Chapitre V : Etude des escaliers

V.1 Introduction :

Un escalier est une succession des marches et contre marches permettant de passer d'un niveau à un autre dont la longueur s'appelle l'embranchement, largeur des marches s'appellent giron (g) et la hauteur contre marche (h), et il est constitué généralement de :

- **Cage d'escalier** : Pièce dans laquelle se trouve votre escalier.
- **Palier** : Est un espace plat et spacieux qui marque un étage après une série des marches, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Giron** : Est une largeur d'une marche d'escalier mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.
- **Volée** : Est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Limon** : Est un élément incliné supportant les marches, pour les limons on emploie des profils ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profile en U sur l'âme verticale, situé sur le "côté" de l'escalier, parallèle au mur.
- **Marche** : Est la partie sur laquelle vous posez les pieds. Elle est parallèle au sol.
- **Contremarche** : Est la partie verticale de la marche.

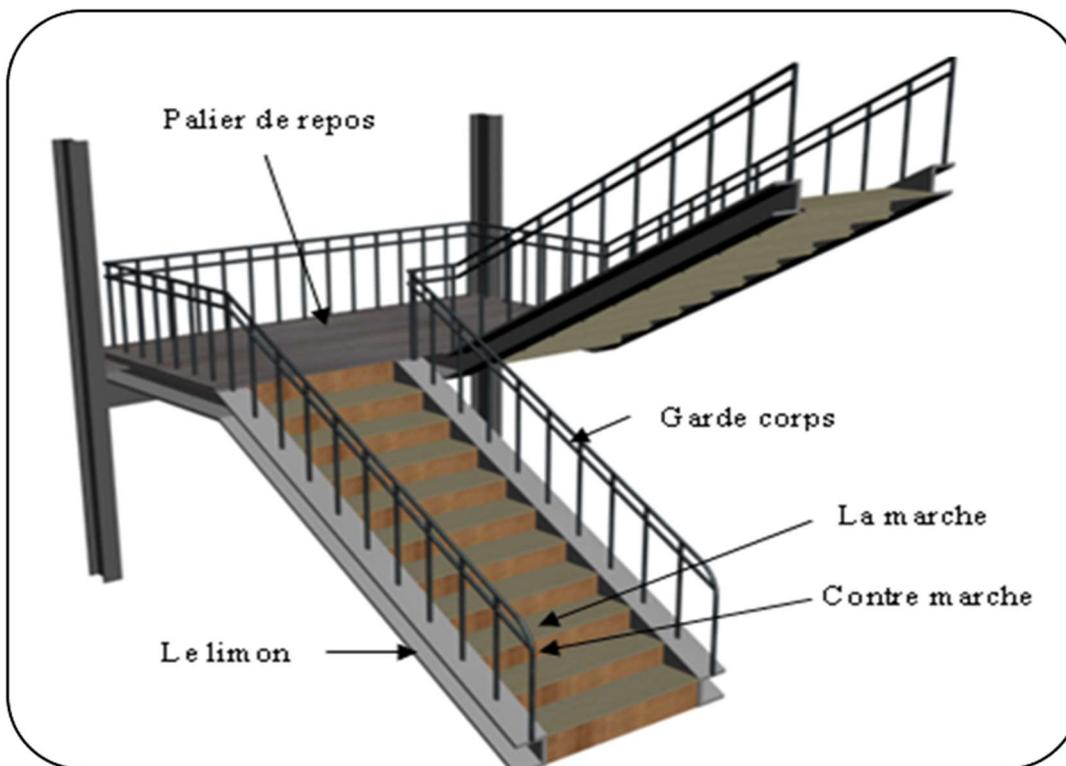


Fig.V.1 : Présentation de l'escalier

V.2 Dimensionnement :

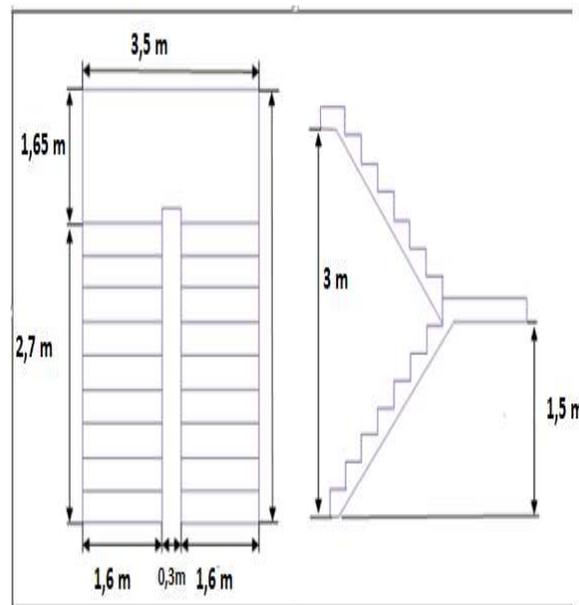


Fig.V.2: Dimensionnements de l'escalier

- Le choix de dimension se fait selon la formule de RONDELET :

$$\begin{aligned}
 & \text{(selon M\u00e9moTech)} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} H: \text{hauteur de marche } 16.5 < h < 18.5 \\ G: \text{largeur de giron } 27 < g < 30 \text{ cm} \\ 60 < 2h + g < 66 \implies \text{formule de blonde} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

Les hauteurs des \u00e9tages escaliers sont \u00e9gales, pour cela nous avons \u00e9tudi\u00e9 les escaliers de 1^{er} passage (les deux premi\u00e8res vol\u00e9es) ; puis on g\u00e9n\u00e9ralise la conception sur les deux autres vol\u00e9es :

- La hauteur de l'\u00e9tage : $H = 6\text{ m}$.
- On dispose 04 vol\u00e9es dans l'\u00e9tage, et la hauteur de chacun est : $H' = H/4 = 1,5\text{ m}$.
- longueur de marche est : $l = 1,6\text{ m}$.
- On admet une hauteur de marche : $h = 16,66\text{ cm}$.

On fait nos calculs sur deux volets : $2H' = 3\text{ m}$

$$N = \frac{2H'}{h} = \frac{300}{16,66} = 18 \text{ contres marches} \Rightarrow N^{\text{br}} \text{ de marche} = 18 \text{ marches} .$$

$$N' = \frac{H'}{h} = \frac{150}{16,66} = 9 \text{ contre marche} : N^{\text{br}} \text{ de marche} = 9 \text{ marches}$$

Donc la largeur d'une marche est : $g = \frac{270}{9} = 30\text{ cm}$

V.3 La v\u00e9rification selon RONDELET :

Il faut v\u00e9rifier que : $600 \leq g + 2.h \leq 660$

$$\rightarrow 60 < 30 + 2 \times 16,66 = 63,32\text{ m} < 66$$

Condition v\u00e9rifi\u00e9e

V.4 Dimensionnement de la cornière (support):

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur **5 mm** rigidifiées par des cornières jumelées soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon

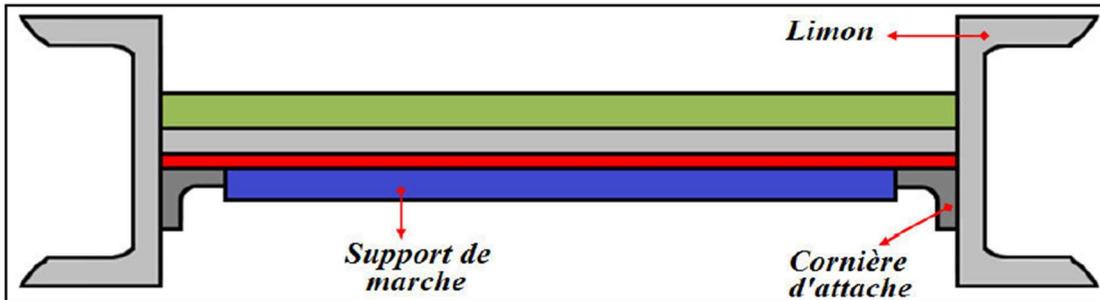


Fig V.3: La disposition des cornières.

- La longueur de la marche $l = 1,6$ m
- La largeur de la marche $g = 0,30$ m
- Les cornières sont en acier S275 :
- $f_y = 27,50$ daN/mm² (la limite élasticité d'acier).
- $E = 21000$ daN/mm² (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

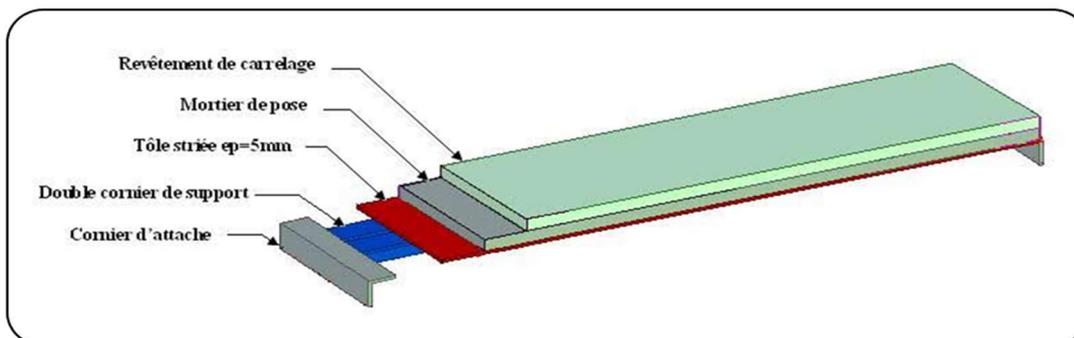


Fig. V.4 : Eléments constructifs de la marche

V.4.1. Détermination la section de cornière de support (cornière de marche) :

V.4.2 Evaluation des charges:

a) Les charges permanentes : (Sauf poids de profile)

- Tôle striée (5mm) $G_1 = 45$ daN/m²
- Mortier de ciment (2cm) $G_2 = 40$ daN/m²
- Revêtement (2cm) $G_3 = 44$ daN/m²

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d = (45 + 40 + 44) \times 0,3 = 0,35 \text{ kN/m}$$

$$G = 38,7 \text{ daN/m}$$

b) Surcharge d'exploitation : $q = 250$ daN/m²

$$Q = q \times l = 250 \times 0,3 = 75 \text{ daN/m}$$

$$Q = 75 \text{ daN/m}^2$$

V.4.3. Les combinaisons des charges : (ELS)

$$Q_s = G + Q = 38,7 + 75 = 113,7 \text{ daN/m}$$

Dans notre cas on a une cornière posé sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie donc la flèche est : $\delta_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{1,6}{250} = 64 \text{ mm}$

$$\delta_{max} = \frac{5 \cdot Q_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} \leq \delta_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$\rightarrow I_y \geq \frac{250 \times 5 \cdot Q_s \cdot l^3}{384 \cdot E} = \frac{250 \times 5 \times 113,7 \times 1,6^3}{384 \times 2 \cdot 10^9} = 7,21 \cdot 10^{-8} \text{ m}$$

La cornière qui correspond est : CAE 45×45×5

- Les caractéristiques sont :

<i>b</i> (mm)	<i>t</i> (mm)	<i>r</i> (mm)	<i>r1</i> (mm)	<i>d</i> (mm)
40	4	6	3	1,12
A(cm ²)	P(daN/m)	I _y =I _z (cm ⁴)	W _{el,y} =W _{el,z} (cm ³)	i _y =i _z (cm)
3,08	2,42	4,47	1,55	1,21

Tab .V.1: Caractéristiques et dimensions de : L 40×40×4

V.4.4 Evaluation des charges :

a)- Les charges permanentes : (+ Poids de profile)

- Tôle striée (5mm) $G_1 = 45 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de ciment (2cm) $G_2 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement (2cm) $G_3 = 44 \text{ daN/m}^2$
- Poids de de la cornière 45×45×5 $P = 3,38 \text{ daN/m}$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P = (0,45 + 0,40 + 0,44) \times 0,3 + 3,38$$

$$G = 42,08 \text{ daN/m}$$

b)-Les charges d'exploitations :

$$Q = q \times l = 250 \times 0,3$$

$$Q = 75 \text{ daN/m}$$

V.4.5 Les combinaisons des charges :

- ELS :

$$Q_s = G + Q = 42,08 + 75$$

$$Q_s = 117,08 \text{ daN/m}$$

- ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,378 + 1,5 \times 0,675$$

$$Q_u = 169,31 \text{ daN/m}$$

V.4.6 Vérification à la flèche :

- La vérification se fait à ELS :

On vérifie la condition suivante :

$$\delta_{max} = \frac{5 \cdot Q_S \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} \leq \delta_{adm} = \frac{l}{250}$$

Avec : $\delta_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{1,6}{250} = 64 \text{ mm}$

$$\delta_{max} = \frac{5 \cdot Q_S \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 117,08 \cdot 1,6^4}{384 \cdot 21.10^9 \cdot 7,84 \cdot 10^{-8}} = 6,06 \cdot 10^{-3} \text{ m} < \delta_{adm} = 6,4 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Condition vérifiée

V.4.7 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \quad (\text{EC03 Page 158}).$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{169,31 \times 1,6}{2} = 135,45 \text{ daN}$$

$$V_{sd,max} = 135,45 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad \text{avec : } A_v = 43 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$V_{pl,rd} = 43 \cdot 10^{-4} \times \frac{27,5 \cdot 10^6}{1,1 \times \sqrt{3}} = 62065,15 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = 62065,15 \text{ daN}$$

La condition :

$$V_{sd} = 135,45 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 62065,15 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

V.4.8 Vérification du moment fléchissant (résistance):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \quad (\text{EC03 Page 158}).$$

$$M_{sd} = \frac{Q_u \cdot l^2}{8} = \frac{169,31 \times 1,6^2}{8} = 54,18 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2,3 \cdot 10^{-6} \times 27,5 \cdot 10^6}{1,1} = 57,5 \text{ daN.m}$$

La condition :

$$M_{sd} = 54,18 \text{ daN.m} \leq M_{c,Rd} = 57,5 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée

V.5 Dimensionnement du limon :

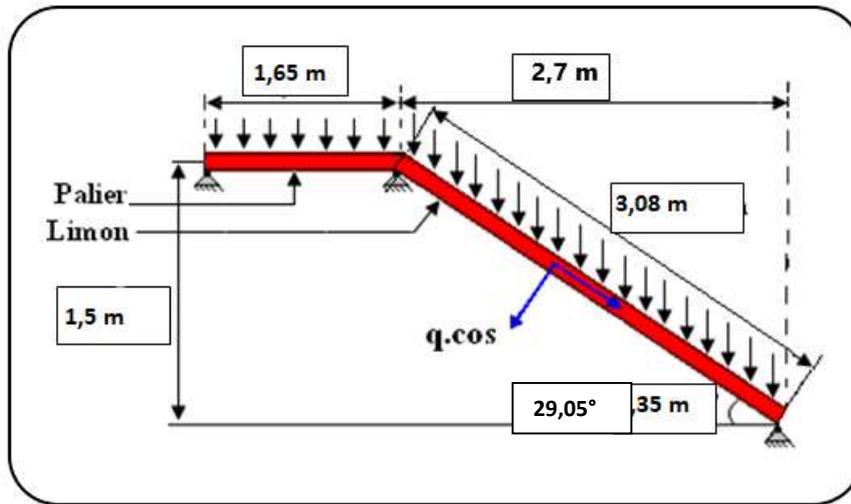


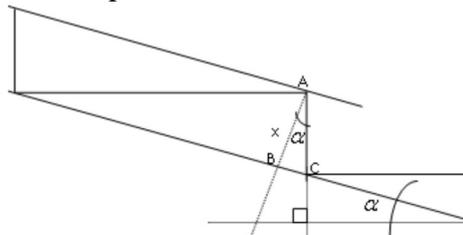
Fig V.5 : Distribution des charges sur un limon.

- La longueur de limon $L = 3,08 \text{ m}$
- L'espace entre deux limons $d = 1,6 \text{ m}$
- Les limons sont en acier S275 :
- $f_y = 27,5 \text{ daN/mm}^2$ (la limite élasticité d'acier).
- $E = 21000 \text{ daN/mm}^2$ (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

V.5.1 Détermination de la section de limon :

Il faut calculer la hauteur minimale qui répond à la condition de pente et de la largeur de marche pour avoir le profilé UPN minimum à adopter :

Donc le triangle ABC :



$\text{tg}(\alpha) = 1,5/2,7 \rightarrow \alpha = 29,05^\circ$
 $AC = h$

$x = h \times \cos(\alpha) = 16,66 \times \cos(29,05)$
 $x = 14,5 \text{ cm} = 145 \text{ mm}$

→ Donc on adopte au minimum un **UPN160** de $h = 160 \text{ mm}$

Tab V.2: Caractéristiques et dimensions d'un UPN 160.

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	P (Kg/m)	W _{ely} (cm ³)
160	65	7.5	10.5	10.5	115	18.8	116
A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{plz} (cm ³)	W _{elz} (cm ³)
24	925	6.21	138	85.3	1.89	35.2	18.3

V.5.2 Evaluation des charges :

a) Les charges permanentes : (+ Poids de profile)

- Tôle striée (5 mm) $G_1 = 45 \text{ daN/m}^2$
- Mortier de ciment (2 cm) $G_2 = 40 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement (2 cm) $G_3 = 44 \text{ daN/m}^2$
- Poids de cornière (L 45×45×5) $P_c = 3,5 \text{ daN/m}$
- Garde-corps $P_{GC} = 15 \text{ daN/m}^2$
- Poids de profile (UPN 160) $P_P = 18,9 \text{ daN/m}$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + P_{GC}) \times d/2 + P_c + P_P$$

$$G = (45 + 40 + 44 + 15) \times 0,8 + (3,5 + 18,9)$$

$$G = 137,6 \text{ daN/m}$$

b) Charge d'exploitation :

$$Q = 250 \times 0,8 = 200 \text{ daN/m} \quad Q = 200 \text{ daN/m}$$

V.5.3 Les combinaisons des charges :

- à l'ELS

$$Q_s = G + Q = 137,6 + 200 = 337,6 \text{ daN/m} \quad Q_s = 337,6 \text{ daN/m}$$

La projection sur deux axes on a :

$$Q_{sz} = Q_s \times \cos(\alpha) = 337,6 \times \cos(29,05^\circ) = 295,13 \text{ daN/m} \quad Q_{sz} = 295,13 \text{ daN/m}$$

$$Q_{sy} = Q_s \times \sin(\alpha) = 337,6 \times \sin(29,05^\circ) = 163,93 \text{ daN/m} \quad Q_{sy} = 163,93 \text{ daN/m}$$

- à l'ELU .:

$$Q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 137,6 + 1,5 \times 200 = 485,76 \text{ daN/m} \quad Q_u = 485,76 \text{ daN/m}$$

La projection sur deux axes on a :

$$Q_{uz} = Q_u \times \cos(\alpha) = 485,76 \times \cos(29,05^\circ) = 424,65 \text{ daN/m} \quad Q_{uz} = 424,65 \text{ daN/m}$$

$$Q_{uy} = Q_u \times \sin(\alpha) = 485,76 \times \sin(29,05^\circ) = 235,87 \text{ daN/m} \quad Q_{uy} = 235,87 \text{ daN/m}$$

V.5.4 Vérification de la flèche :

La vérification se fait à ELS :

On vérifie la condition suivante :

$$\delta_{max} \leq \delta_{adm}$$

$$\text{avec } \delta_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{3,08}{300} = 0,01 \text{ m}$$

$$\delta_z = \frac{5 \times Q_{sz} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 295,13 \times 3,08^4}{384 \times 21.10^9 \times 9,25.10^{-6}} = 0,0017 \text{ m}$$

$$\text{La condition : } \delta_z = 0,0017 \text{ m} < \delta_{adm} = 0,01 \text{ m}$$

Condition vérifiée

V.5.5 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} \quad (\text{EC03 Page 158}).$$

$$V_{sd,z} = \frac{Q_{u,z} \times L}{2} = \frac{424,65 \times 3,08}{2} = 653,96 \text{ daN}$$

$$V_{sd,max} = 653,96 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

avec $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 1334,25 \text{ m}^2$

Détermination de la classe de profilé:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 \quad \text{EC03 page 5.40 (130)}$$

Semelle comprimée : $\frac{c}{t_f} = \frac{b - t_w - 2r}{2t_f} = \frac{65 - 7,5 - 21}{21} = 3,47 < 10\varepsilon = 9,2$

Donc semelle de classe I.

Ame fléchie : $\frac{d}{t_w} = \frac{115}{7,5} = 15,33 < 72\varepsilon = 66,24$

Donc l'âme est de classe I.

Donc : $\gamma_{M0} = 1,1$

$$V_{pl,Rd} = 1334,25 \cdot 10^{-6} \times \frac{27,5 \cdot 10^6}{1,1 \cdot \sqrt{3}} = 19258,24 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = 19258,24 \text{ daN}$$

La condition : $V_{sd,max} = 653,96 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 19258,24 \text{ daN}$

Condition vérifiée

V.5.6 Vérification du moment fléchissant (résistance):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \quad (\text{EC03 Page 158}).$$

$$M_{sd} = \frac{Q_{u,z} \times L^2}{8} = \frac{424,65 \times 3,08^2}{8} = 503,55 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 503,55 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{116 \cdot 10^{-6} \times 27,5 \cdot 10^6}{1,1} = 2900 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,Rd} = 2900 \text{ daN.m}$$

La condition :

$$M_{sd} = 503,55 \text{ daN.m} < M_{c,Rd} = 2900 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée

V.5.7 Vérification de l'effort axial de compression:

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} \quad (\text{EC03 Page 155}).$$

$$N_{sd} = Q_{ly} \times L = 235,87 \times 3,08 = 726,5 \text{ daN.m}$$

$$N_{sd} = 726,5 \text{ daN.m}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2,4 \cdot 10^{-3} \times 27,5 \cdot 10^6}{1,1} = 2400 \times 0,275/1,1 = 60000 \text{ daN.m}$$

$$N_{c,Rd} = 60000 \text{ daN.m}$$

$$\text{La condition : } N_{sd} = 726,5 \text{ daN.m} \leq N_{c,Rd} = 60000 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée

NB : on prend les limons en UPN 160 .

V.6 Dimensionnement du palier de repos :

Nous avons prévu pour le palier de repos, une tôle qui est soudée sur les poutres porteuses du palier de dimension (3,5×1,6) m et on va la vérifier.

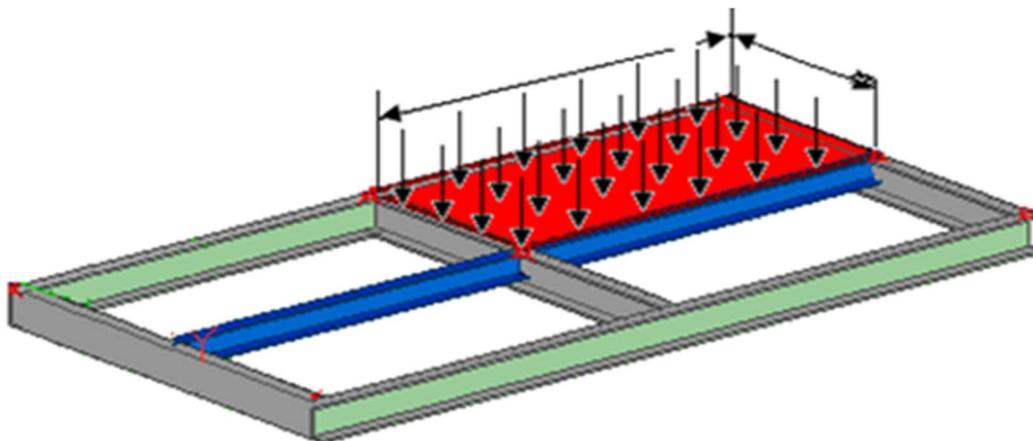


Figure V.6 : Distribution des charges sur un quart de tôle du palier.

V.6.1. Détermination de la section de solive :**V.6.2. Evaluation des charges :****a) Les charges permanentes :**

- Tôle TN40 : $G_1 = 12 \text{ daN/m}^2$

- Dalle en béton : $\rho = 2500 \text{ daN/m}^2$. Épaisseur de la dalle : $e = 0,07 \text{ m}$.

$$G_2 = 2500 \times 0,07 = 175 \text{ daN/m}^2$$

- Treillis soudé + accessoire

$$G_3 = 5 \text{ daN/m}^2$$

- Revêtement (2cm)

$$G_4 = 44 \text{ daN/m}^2$$

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times d = (12 + 175 + 5 + 44) \times 1,65 = 389,4 \text{ daN/m}$$

$$G = 389,4 \text{ daN/m}$$

b) Les charges d'exploitations :

$$Q = 250 \times 1,65 = 412,5 \text{ daN/m}$$

$$Q = 412,5 \text{ daN/m}$$

V.6.3. La combinaison des charges : (ELS)

$$Q_s = G + Q = 377,6 + 400 = 801,9 \text{ daN/m}$$

Dans notre cas on a une solive posée sur 2 appuis simples et une charge uniformément répartie

donc la flèche est : $\delta = \frac{5 \times Q_{sz} \times L^4}{384 \times E \times I_y}$ et la flèche admissible est : $\delta_{ad} = \frac{L}{300}$

$$\delta = \frac{5 \times Q_{sz} \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq \delta_{ad} = \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 801,9 \times 3,5^3}{384 \times 21 \cdot 10^9} = 6,39 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 = 639 \text{ cm}^4$$

Le profile qui correspond est : **IPE 160**

Les caractéristiques sont :

Tab V.3 : Caractéristiques et dimensions de l'IPE 160

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	P (Kg/m)	W _{ely} (cm ³)
160	82	5	7,4	9	127,2	15,8	109
A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{plz} (cm ³)	W _{elz} (cm ³)
20,09	869,29	6,58	123,86	68,31	1,84	26,1	16,7

V.6.4 Evaluation des charges:**a) Les charges permanentes : (+ Poids de profile)**

- Coffrage en HI-BOND55.750 : e = 1mm

$$G_1 = 12 \text{ daN/m}^2$$

- Dalle en béton : $\rho = 2500 \text{ daN/m}^2$. Épaisseur de la dalle : e = 0,07m.

$$G_2 = 2500 \times 0,07 = 175 \text{ daN/m}^2$$

- Treillis soudé + accessoire

$$G_3 = 5 \text{ daN/m}^2$$

- Revêtement (2cm)

$$G_4 = 44 \text{ daN/m}^2$$

- Poids de profile (IPE140)

$$P_P = 15,8 \text{ daN/m}$$

$$G = (G1 + G2 + G3 + G4) \times d + P_p$$

$$G = (12 + 175 + 5 + 44) \times 1,65 + 15,8 = 405,2 \text{ daN/m}$$

$$G = 405,2 \text{ daN/m}$$

b) Les charges d'exploitations :

$$Q = 250 \times 1,65 = 412,5 \text{ daN/m}$$

$$Q = 412,5 \text{ daN/m}$$

V.6.5 Les combinaisons des charges :

- A ELS :

$$Q_s = G + Q = 405,2 + 412,5 = 817,7 \text{ daN/m}$$

$$Q_s = 817,7 \text{ daN/m}$$

- A ELU :

$$Q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 405,2 + 1,5 \times 412,5 = 1165,77 \text{ daN/m}$$

$$Q_u = 1165,77 \text{ daN/m}$$

V.6.6 Vérification de la flèche :

La vérification se fait à ELS :

On vérifie la condition suivante : $\delta_{max} \leq \delta_{Adm}$ avec $\delta_{ad} = \frac{L}{300} = \frac{3,5}{300} = 0,0116m$

$$\delta_{max} = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 817,7 \times 3,5^4}{384 \times 21.10^9 \times 869,29.10^{-8}} = 0,0087 \text{ m}$$

La condition :

$$\delta_{max} = 0,0087 \text{ m} \leq \delta_{Adm} = 0,0116 \text{ m}$$

Condition vérifiée

• Détermination de la classe de solive :

• Âme :

Âme classe 1 Si : $\frac{d}{t_w} < 72.\varepsilon$ (EC03 page 139)

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44$$

$$21,22 < 72.\varepsilon = 66,24 \quad \text{Âme classe 1}$$

• Semelle :

Semelle classe 1 : Si : $\frac{b}{2 \times t_f} < 10.\varepsilon$

$$10.\varepsilon = 10 \times 0,92 = 9,2$$

$$\frac{82}{2 \times 7,4} = 5,54 < 10.\varepsilon = 9,2$$

Semelle classe 1

Donc : $\gamma_{M_0} = 1,1$

V.6.7 Vérification de l'effort tranchant (cisaillement):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{Pl, Rd} \quad (\text{EC03 Page 158}).$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{1165,77 \times 3,5}{2} = 2040,09 \text{ daN}$$

$$V_{sd\max} = 2040,09 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} \quad \text{avec : } A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 965,6 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow V_{pl.Rd} = 965,6 \cdot 10^{-6} \times \frac{27,5 \cdot 10^6}{1,1 \times \sqrt{3}} = 13937,24 \text{ daN}$$

La condition :

$$V_{sd} = 2040,09 \text{ daN} < V_{Pl,Rd} = 13937,24 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

V.6.8 Vérification du moment fléchissant (résistance):

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} \quad (\text{EC03 Page 158}).$$

$$M_{sd} = \left(\frac{Q_u L^2}{8} \right) = \left(\frac{1165,77 \times 3,5^2}{8} \right) = 1785,08 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{109 \cdot 10^{-6} \times 27,5 \cdot 10^6}{1,1} = 2725 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1785,08 \text{ daN.m} \leq M_{c,Rd} = 2725 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée

Donc on prend une solive IPE 160 .

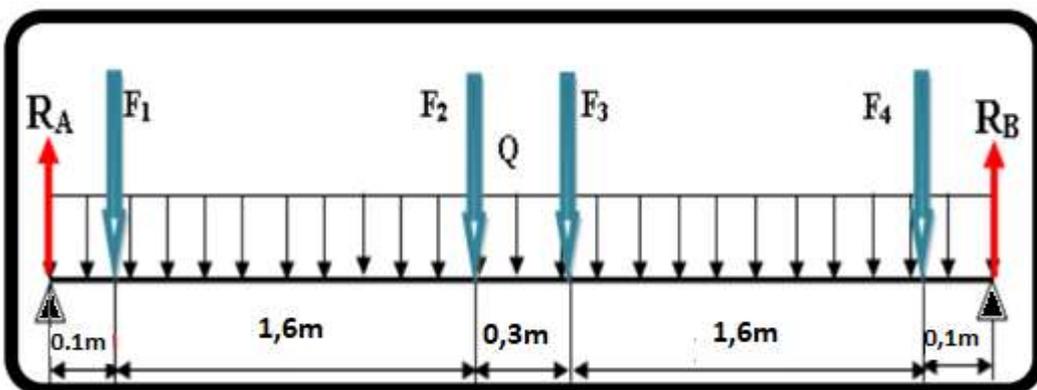
V.7. Dimensionnement de la poutre palière :

Fig V.7: Distribution des charges sur la poutre palière.

- La longueur de la poutre : $L = 3,5$ m.

On considère que les quatre limons ont la même charge et même longueur, et on va estimer que la poutre palier est : **UPN 160**

- Les caractéristiques sont :

TabV.4: Caractéristiques et dimensions de l'UPN160.

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r(mm)	d(mm)	P (Kg/m)	W _{ely} (cm ³)
160	65	7,5	10,5	10,5	118	18,9	116
A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{ply} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{plz} (cm ³)	W _{elz} (cm ³)
24	925	6,21	138	85,3	1,89	35,2	18,3

V.7.2. Charges permanentes :

a) Les charges réparties :

- Tôle en TN40 : $G_1 = 12$ daN/m²
- Dalle en béton : $\rho = 2500$ daN/m².
- Épaisseur de la dalle : $e = 0,07$ m.
 $G_2 = 2500 \times 0,07 = 175$ daN/m²
- Treillis soudé + accessoire $G_3 = 5$ daN/m²
- Mortier de pose :
 $G_4 = 40$ daN/m²
- Revêtement (2 cm) :
 $G_5 = 44$ daN/m²
- Poids de profile (UPN160) :
 $P_P = 18,9$ daN/m

$$G_r = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5) \times d + P_P$$

$$G_r = (12 + 175 + 5 + 40 + 44) \times 0,825 + 18,9 = 246,6 \text{ daN/m}$$

$$G_r = 246,6 \text{ daN/m}$$

b) Les charges ponctuelles : Les quatre (04) limons sont assemblés avec la poutre UPN160 dans quatre (04) points distincts. Cette poutre supporte dans chaque point d'assemblage une charge ponctuelle (F) égale à 1/2 du poids propre de volée.

c) Poids propre d'une volée :

$$G_1 = G_{\text{limon}} = 18,9 \times 3,08 \times 2 = 116,42 \text{ daN}$$

$$G_2 = G_{\text{marche}} = [(40 + 44 + 45) \times 0,3 + 3,38] \times 1,6 \times 9 = 605,95 \text{ daN}$$

$$G_3 = G_{\text{garde-corps}} = 11 \times 3,08 = 33,88 \text{ daN}$$

$$G = G_1 + G_2 + G_3 = 116,42 + 605,95 + 33,88 = 756,25 \text{ daN}$$

$$G_p = 756,25 \text{ daN}$$

$$F_1 = F_2 = F_3 = F_4 = \frac{756,25}{2} = 378,13 \text{ daN}$$

V.7.3 Charges d'exploitations :a) **Les charges réparties :**

$$Q_{\text{réparties}} = 250 \times 0,825 = 206,25 \text{ daN/m}$$

$$Q_r = 206,25 \text{ daN/m}$$

b) **Les charges ponctuelles :**

$$Q_{\text{ponctuelles}} = \frac{250 \times 0,825 \times 3,5}{4} = 180,5 \text{ daN}$$

$$Q_p = 180,5 \text{ daN}$$

V.7.4. Combinaisons des charges :- **ELS :**a) **Charges réparties :**

$$Q_{S,\text{répartie}} = G_r + Q_r = 246,6 + 206,25 = 452,85 \text{ daN/m}$$

$$Q_s = 452,85 \text{ daN/m}$$

b) **Charges ponctuelles :**

$$Q_{S,\text{ponctuelles}} = F + Q_p = 378,13 + 180,5 = 558,63 \text{ daN}$$

$$Q_{S,\text{ponctuelles}} = 558,63 \text{ daN}$$

- **ELU :**a) **Charges réparties :**

$$Q_{U,r} = 1,35G_r + 1,5Q_r = 1,35 \times 246,6 + 1,5 \times 206,25 = 642,3 \text{ daN/m}$$

$$Q_{U,r} = 642,3 \text{ daN/m}$$

b) **Charges ponctuelles :**

$$Q_{U,p} = 1,35F + 1,5Q_p = 1,35 \times 378,13 + 1,5 \times 180,5 = 781,22 \text{ daN}$$

$$Q_{U,p} = 781,22 \text{ daN}$$

V.7.5 Vérification de la flèche :

Flèche = La flèche due aux charge réparties + La flèche due aux charges ponctuelles

$$\delta_{\text{max}} = \delta_r + F \leq \delta_{\text{Adm}} = \frac{L}{300}$$

a) **La flèche due aux charges réparties :**

Dans notre cas on a une poutre (Bi-articulé) et une charge uniformément répartie donc la flèche est :

$$\delta_z = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 452,85 \times 3,5^4}{384 \times 21.10^9 \times 925 \times 10^{-8}} = 0,004 \text{ m}$$

$$\delta_z = 0,004 \text{ m}$$

b) **La flèche due aux charges réparties :**

On a quatre charges ponctuelles et des charges réparties sur la poutre UPN 160, pour calculer la flèche on utilise le théorème de superposition qui annonce que la flèche totale est la somme des flèches dues à chacune de ces charges.

La flèche au milieu de la poutre est égale à :

$$F = \sum f_i = f_1 + f_2 + f_3 + f_4$$

$$\rightarrow f_i = \frac{q' \times a_i}{48 \times E \times I_y} (3 \times L^2 - 4 \times a_i^2) \quad ; a_1 = a_4 = 0,1 \text{ m} \quad \text{et} \quad a_2 = a_3 = 1,6 \text{ m}$$

$$\rightarrow f_1 = f_4 = \frac{q' \times a_1}{48 \times E \times I_y} (3 \times L^2 - 4 \times a_1^2) = \frac{250 \times 0,1}{48 \times 21.10^9 \times 925 \times 10^{-8}} (3 \times 3,5^2 - 4 \times 0,1^2)$$

$$f_1 = f_4 = 9,84.10^{-5} \text{ m}$$

$$f_2 = f_3 = \frac{q' \times a_2}{48 \times E \times I_y} (3 \times L^2 - 4 \times a_2^2) = \frac{250 \times 1,6}{48 \times 21.10^9 \times 925 \times 10^{-8}} (3 \times 3,5^2 - 4 \times 1,6^2)$$

$$\rightarrow f_2 = f_3 = 0,0011 \text{ m}$$

$$F = \sum f_i = f_1 + f_2 + f_3 + f_4 = 9,84.10^{-5} + 9,84.10^{-5} + 0,0011 + 0,0011 = 2,396 \text{ mm} = 0,0024 \text{ m}$$

$$F = 0,0024 \text{ m}$$

Donc la flèche égale:

$$- \quad \delta_{\max} = \delta_r + F = 0,004 + 0,0024 = 0,0064 \text{ m}$$

$$- \quad \delta_{\text{Adm}} = \frac{L}{300} = \frac{3,5}{300} = 0,0116 \text{ m}$$

La condition :

$$\delta_{\max} = 0,0064 \text{ m} < \delta_{\text{Adm}} = 0,0116 \text{ m}$$

Condition vérifiée

V.7.6. Vérification du moment fléchissant (résistance) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{c,Rd}}$$

a) **Calcul des réactions R_A et R_B**

$$\rightarrow \sum F_{\text{ext}} = 0$$

$$\rightarrow \sum M_{/A} = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{K \times L + 4 \times K'}{2} = \frac{(642,3 \times 3,5) + (4 \times 781,22)}{2} = 2686,47 \text{ daN}$$

$$R_A = R_B = 2686,47 \text{ daN}$$

b) **Calcul moment max M_{\max} :**

Le moment fléchissant max M_{\max} se trouve à $L/2$:

$$M_{\max} = \frac{R_A \times L}{2} - \frac{K \times L^2}{8} - K' \times (L - a_1) - K' \times (L - a_2) = \frac{R_A \times L}{2} - \frac{K \times L^2}{8} - K' \times (L - a_1 - a_2)$$

$$M_{\max} = \frac{2686,47 \times 3,5}{2} - \frac{642,3 \times 3,5^2}{8} - 781,22 \times (3,5 - 0,1 - 1,6) = 2311,60 \text{ daN.m}$$

$$M_{\max} = 2311,60 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{116 \times 27,5 \cdot 10^6}{1,1} = 2900 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,Rd} = 2900 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2311,60 \text{ daN.m} < M_{c,Rd} = 2900 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée

Alors la poutre palière adoptée est en **UPN160**.

V.8. Conclusion :

A partir de ces calculs, nous avons obtenu les dimensions des éléments principaux de l'escalier, à savoir

- | | | |
|----|---|-----------------------|
| 1- | Supports des marches : | ┘┘ 45 x 45 x 5 |
| 2- | Limon : | UPN 160 |
| 3- | Solive de palier de repos (entretoise) : | IPE 160 |
| 4- | Poutre d'appuis de limon : | UPN 160 |

CALCUL DU CHEMIN DE ROULEMENT

Chapitre VI : Calcul du chemin de roulement

VI.1 Introduction :

Ce chapitre représente le calcul de la voie de roulement d'un atelier de **18m** de portée abritant deux ponts roulants de **10T** (capacité de levage nominale) de chaque un

Le rôle des appareils de levage et de manutention, est d'assurer l'approvisionnement de l'atelier et des machines régulièrement et de ce fait, réduire les pertes de temps, et une fatigue moindre du personnel.

VI.2. Termes et définitions spécifiques aux palans et aux appareils de levage sur poutres de roulement :

- **Le pont roulant** : est un engin de levage mobile circulant sur une voie de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace, transversalement à la voie principale, un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge.
- **La voie de roulement** : est la structure porteuse de l'engin de levage, constituée de deux poutres de roulement et ses supports, les deux poutres parallèles surmontées d'un rail spécial et sur lesquelles circule le pont roulant.
- **La poutre de roulement** est l'élément porteur longitudinal de la voie, les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues.

❖ Caractéristiques du pont roulant :

Les caractéristiques d'un pont roulant sont données par le constructeur en fonction de la portée et la puissance.

Tab.VI. 1: Caractéristiques du pont roulant.

Puissance	Portée	Vitesse			Poids			Dimensions				
		Levage	Direct	Trans	B	K	B+K	a	b	c	d	e
kN	m	m/min	m/min	m/min	kN	kN	kN	m	m	m	m	m
100	17	6	30	80	136	40	176	0.760	0.170	0.460	0.900	2.900

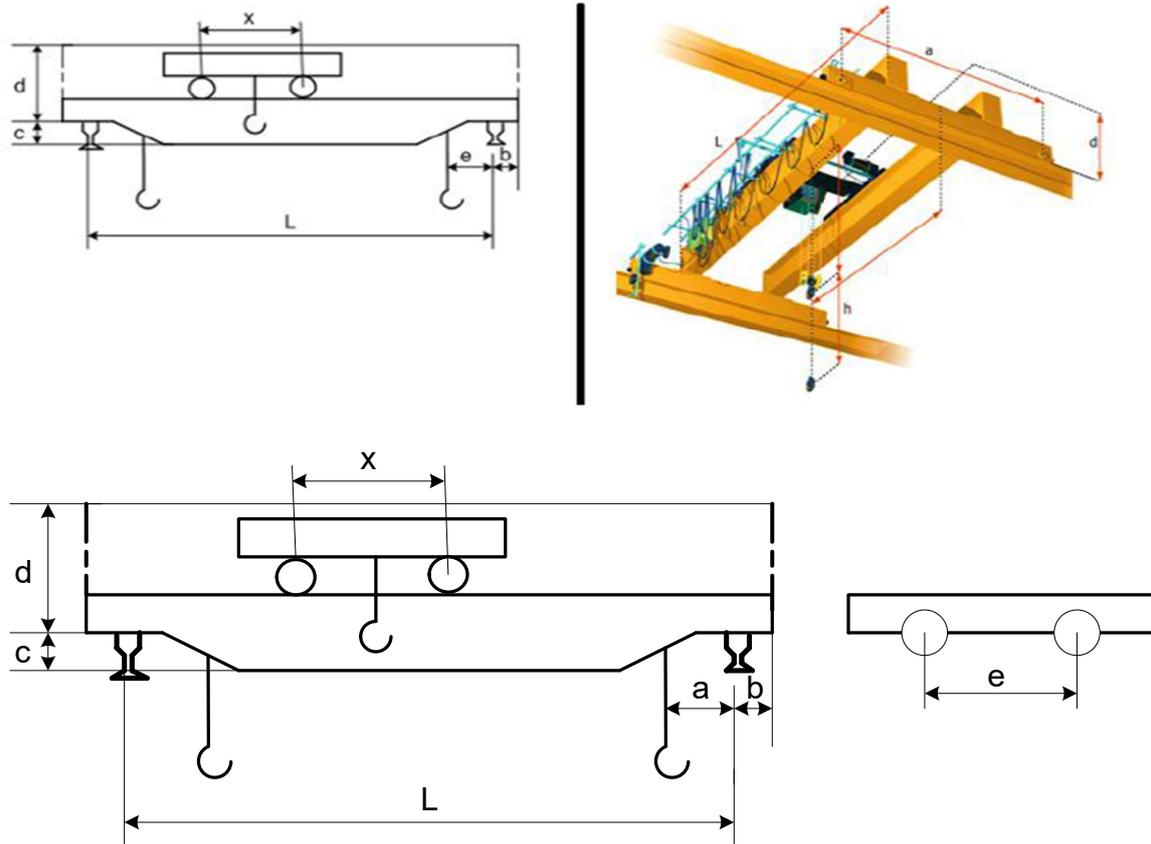


Fig VI.1: Schéma de pont roulant.

❖ Le classement et coefficient de pont roulant :

Suivant les conditions de CTIMC on a que :

B : Utilisation régulière en service intermittent.

2 : Soulèvement de charges variant de zéro (0) à la charge nominale.

D'où les groupe en fonction de ces caractéristiques :

Tab.VI. 2: Classements des ponts roulants.

I	A-1	A-2	B1	C-1
II	A-3	B-2	-	C-2
III	-	B-3	-	C-3

❖ Coefficients :

C : coefficient d'adhérence d'un galet sur son rail

φ : Coefficient de majoration dynamique des réactions verticales

Tab. VI.3 : Coefficients de majoration dynamique.

Groupe du pontroulant	Chemin de roulement φ_1	Support de chemin de roulement φ_2	C
Pont d'atelier à crochet «II»	1,15	1,05	0,20

❖ Calcul de la poutre de roulement PDR :

A. Réactions des galets d'un pont roulant :

a) Charges verticales :

R max : Charge maximale statique.

R min : Charge minimale statique.

Rv max : Charge maximale dynamique.

Rv min : Charge minimale dynamique.

$$\mathbf{R_{max} = 63,65 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{R_{min} = 15,15 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{Rv_{max} = \varphi \times R_{max} = 1,15 \times 63,65 = 73,2 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{Rv_{min} = \varphi \times R_{min} = 1,15 \times 15,15 = 17,42 \text{ KN}}$$

b) Charge horizontale longitudinale :

Rhl max : Charge maximale.

Rhl min : Charge minimale.

$$\mathbf{Rhl_{max} = C \times R_{max} = 0,2 \times 63,65 = 12,73 \text{ KN}} \quad \text{avec : } \mathbf{C=0.2}$$

$$\mathbf{Rhl_{min} = C \times R_{min} = 0,2 \times 15,15 = 3,03 \text{ KN}}$$

c) Charge horizontale transversale :

Rht max : Charge maximale.

Rht min : Charge minimale.

$$\mathbf{Rht_{max} = 1/7 Rv_{max} = 1/7 \times 73,2 = 10,46 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{Rht_{min} = 1/7 Rv_{min} = 1/7 \times 17,42 = 2,5 \text{ KN}}$$

Donc les réactions d'un galet du pont roulant sont résumées dans le tableau suivant :

Tab. VI.4 : Les valeurs des réactions du pont roulant.

Réaction	R	Rv	Rhl	Rht
Max	63,65KN	73,2KN	12,73KN	10,46KN
Min	15,15KN	17,42KN	3,03KN	2,5KN

B. Pré dimensionnement de la poutre de roulement :

➤ Condition de la flèche :

$$\text{La flèche admissible : } \delta_{adm} = \frac{l}{750} = 0,8 \text{ cm}$$

$$\text{La flèche maximale : } \delta_v = \frac{R_{vmax}.L^3}{48.E.I_y} \text{ Avec : } \delta_v \leq \delta_{adm}$$

$$\delta_v = \frac{R_{vmax}.L^3}{48.E.I_y} \leq \delta_{adm} = \frac{L}{750} = 0,8 \text{ cm}$$

$$\Leftrightarrow I_y \geq \frac{7320 \times 6^3}{48 \times 21 \times 10^9 \times 8 \cdot 10^{-3}} = 1,96 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_y \geq 1,96 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Donc on adopte le profilé **HEA320**

Tab. VI.5 : Caractéristiques de profile HEA320.

profile	I_y cm^4	I_z cm^4	$W_{pl y}$ cm^3	$W_{pl z}$ cm^3	t_f mm	A cm^2	P Kg/m	h mm	b mm	t_w mm
HEA 320	22928,6	6985,24	1628,09	709,74	15,5	124,37	97,6	310	300	9

C. Choix du rail :

Pour notre cas, on a un pont roulant de 10t (puissance de levage), donc on va utiliser des rails qui ils ont une moyenne inertie.

Pour notre cas $R_{max} = 63,65 \text{ KN}$ → donc on a choisie le rail **A55**.

➤ Dimensions du rail de pont roulant :

➤ Tab. VI.6 : Caractéristiques des rails.

Désignation	Surf (cm^2)	Poids (Kg/m)	I_y (cm4)	$W_{el,y}$ (cm3)	I_z (cm4)	$W_{el,z}$ (cm3)
A55	40,50	31,8	182	46,9	339	44,9

➤ Dimensions du crapaud :

Tab. VI.7 : Dimensions de crapaud.

Désignation	2trous		B	a	b	c	d	g	h	j	K
	Long	Poids(g)	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
A55	120	820	97.5	60	22	38	17	7	24	22	29

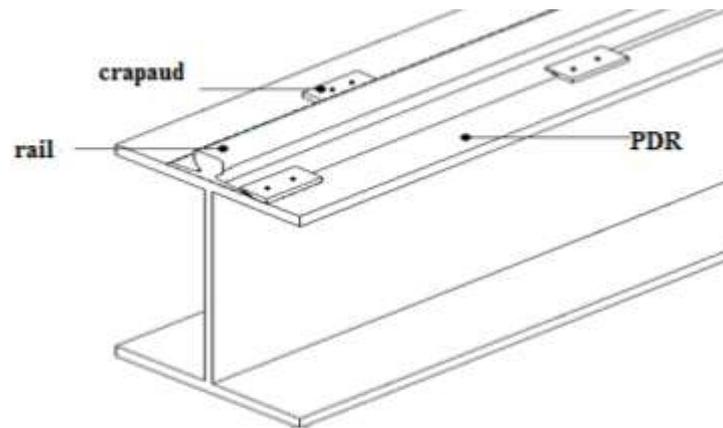


Fig VI.2 : Schéma (PDR+rail) .

D. Vérification de la flèche pour HEA 320 :

a) Flèche verticale :

$$\text{La flèche admissible est : } \delta_{\max} = \frac{l}{750} = \frac{600}{750} = 0.8 \text{ cm}$$

$$G = G_{\text{HEA320}} + G_{\text{rail (A55)}} = 97,6 + 31,8$$

$$G = 129,4 \text{ daN/m}$$

La flèche max est : δ_v

$$\delta_v = \frac{R_{v,\max} \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I_y} + \frac{5GL^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{750}$$

$$\delta_{v1} = \frac{R_{v,\max} \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I_y} = \frac{7320 \cdot 6^3}{48 \times 21 \cdot 10^9 \times 2,29 \cdot 10^{-4}} = 0,0068 \text{ m}$$

$$\delta_{v2} = \frac{5G \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 129,4 \times 6^4}{384 \times 21 \cdot 10^9 \times 2,29 \cdot 10^{-4}} = 0,00045 \text{ m}$$

$$\delta_v = \delta_{v1} + \delta_{v2} = 0,0068 + 0,00045 = 0,0073 \text{ m} < \delta_{\max} = 0,008 \text{ m}$$

Condition vérifiée

b) Flèche horizontale :

On tient compte seulement de la semelle supérieure qui est la plus sollicitée à RHt max.

$$\delta_h = \frac{R_{ht,max}.L^3}{48.E.I_{z,semele}} \quad \text{avec : } I_{z,semele} = \frac{t_f.b^3}{12} = \frac{0,0155 \cdot 0,3^3}{12} = 1,1625 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\text{On a : } \delta_h = \frac{R_{ht,max}.L^3}{48.E.I_{z,semele}} = \frac{1046 \cdot 6^3}{48 \cdot 21 \cdot 10^9 \cdot 1,1625 \cdot 10^{-4}} = 0,0019 \text{ m} < \delta_{adm} = 0,008 \text{ m}$$

$$\delta_h = 0,0019 \text{ m} < \delta_{adm} = 0,008 \text{ m}$$

Condition vérifiée

❖ **Evaluation des charges :****A. Charges verticales :**➤ **Le moment fléchissant M_{max} :**

$$\begin{cases} M_{max} = \frac{R_{v,max} \times (2L - e)^2}{8L} & \text{si } e < 0,586 L \\ M_{max} = \frac{R_{v,max} \times L}{4} & \text{si } e > 0,586 L \end{cases}$$

$$\text{On a : } \frac{e}{L} = \frac{2,9}{6} = 0,48 < 0,586$$

$e = 2,9 < 0,586 \times 6 = 3,51$ Donc le théorème de Barré est applicable.

La position la plus défavorable de $R_{V,max}$ est à mi-travée de la 1^{ère} poutre et l'autre sur la 2^{ème} poutre.

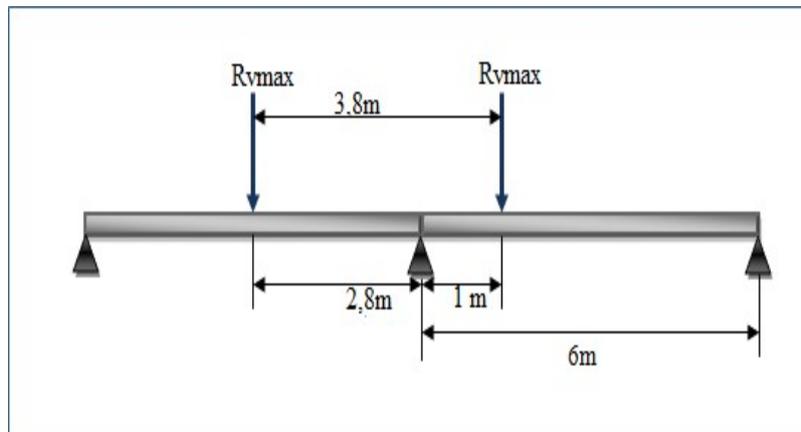


Fig VI.3 : Disposition des réactions des galets sur la PDR.

Donc :

$$M_{\max} = \frac{R_{v.\max} \cdot (2L - e)^2}{8L} = \frac{7320 \cdot (2 \cdot 6 - 2,9)^2}{8 \cdot 6}$$

$$M_{\max} = 12628,53 \text{ daN.m}$$

➤ L'effort tranchant T_{\max} :

L'effort tranchant est max lorsque l'une des réactions est sur l'appui.

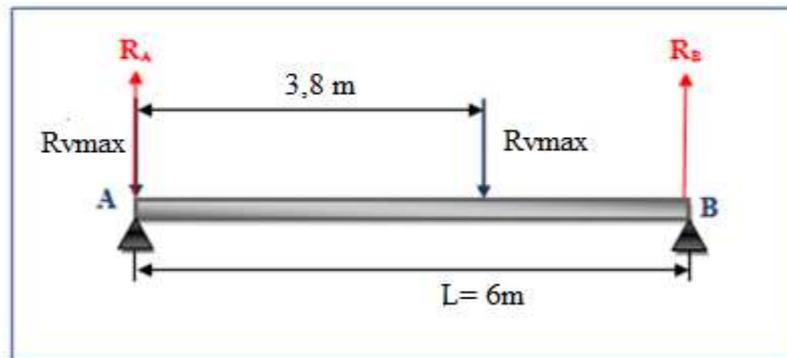


Fig VI.4 : Schéma représentant les réactions.

$$2R_{v.\max} = R_A + R_B$$

Le moment par rapport à B :

$$M_B = R_A \cdot L - R_{\max} \cdot L - R_{\max} (L - e) = 0 .$$

$$T_{\max} = R_A = \frac{R_{v.\max} \cdot L + R_{v.\max} (L - e)}{L}$$

$$T_{\max} = R_A = \frac{7320 \times 6 + 7320(6 - 2,9)}{6} = 11102 \text{ daN}$$

$$T_{\max} = 11102 \text{ daN}$$

$$2R_{v.\max} = R_A + R_B$$

$$R_B = 2R_{v.\max} - R_A = 2 \cdot 7320 - 11102 = 3538 \text{ daN}$$

$$\begin{cases} R_A = 11102 \text{ daN} \\ R_B = 3538 \text{ daN} \end{cases}$$

B. Charges horizontales transversales :

➤ Le moment fléchissant M_{\max} :

En utilisant les lignes d'influence:

$$M(x) = x \left(1 - \frac{x}{l} \right) * R_{ht.\max}$$

$$M\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{L}{L}\right) R_{ht.max} = \frac{6}{2} \left(1 - \frac{6}{6}\right) * 1046 = \mathbf{1569 \text{ daN.m}}$$

$$\mathbf{M\left(\frac{L}{2}\right) = 1569 \text{ daN.m}}$$

$$\mathbf{M_{max}=M\left(\frac{L}{2}\right) = 1569 \text{ daN.m}}$$

➤ **L'effort tranchant T_{max} :**

L'effort tranchant est max lorsque la charge sera sur l'une des appuis.

$$\mathbf{T_{max} = R_{ht.max} = 1046 \text{ daN}}$$

C. Charges horizontales longitudinales :

$$\mathbf{N=R_{hl.max} = 1273 \text{ daN}}$$

Donc on résumé les charges dans le tableau suivant :

Tab.VI.8 : Tableau récapitulatif des charges.

Les charges	Verticales	Horizontales transversales	Horizontales longitudinales
RA	11 102 daN		
RB	3 538 daN	/	/
M_{max}	12 628 daN.m	1 569 daN.m	/
T_{max}	11 102 daN	1 046 daN	/
N	/	/	1 273 daN

❖ **Vérification de la poutre de roulement :**

A. Les combinaisons des charges :

➤ **Les charges verticales :**

a) Charges permanentes :

- Charge de rail : $G_1 = 31,8 \text{ daN/m}$

- Charge de la poutre de roulement : $G_2 = 97,6 \text{ daN/m}$

- Charges mobiles appliqués sur la passerelle : $G_3 = 10\% G_2 = 9,76 \text{ daN/m}$

$$\mathbf{G = 31,8 + 97,6 + 9,76 = 139,16 \text{ daN/m}}$$

$$\mathbf{M_G = \frac{G * L^2}{8} = \frac{139,16 * 6^2}{8} = 626,22 \text{ daN.m}}$$

b) Charges variables :

$$\mathbf{M_{max} = 12 628,53 \text{ daN.m}}$$

$$\mathbf{T_{max} = 11 102 \text{ daN}}$$

Tab.VI.9: Les combinaisons des charges verticales

	Combinaison des efforts	Résultat
ELU	$1,35(G.L) + 1,5T_{\max}$	177 802 daN
ELS	$G.l + T_{\max}$	11 936 daN

Tab.VI.10: Les combinaisons des charges verticales (les moments).

	Combinaison des moments	Résultat
ELU	$1,35(M_G) + 1,5M_{\max}$	19 788,2 daN.m
ELS	$M_G + M_{\max}$	13 254,75 daN.m

➤ Les charges horizontales :

a) Transversales :

$$T_{\max} = 18,56 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = 27,84 \text{ KN.m}$$

Tab.VI.11: Les combinaisons des charges horizontales transversales.

	Combinaison des efforts	Résultat
ELU	$1,5 T_{\max}$	1569 daN
ELS	T_{\max}	1046 daN

Tab.VI.12 : Les combinaisons des charges horizontales transversales (les moments).

	Combinaison des moments	Résultat
ELU	$1,5 M_{\max}$	2353,5 daN.m
ELS	M_{\max}	1569 daN.m

b) Longitudinale :

$$N = R_{HL\max} = 1\ 273 \text{ daN}$$

B. Vérification de la flexion bi-axiale :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

Avec : $\alpha=2$; $\beta=1$ pour les profilés en H

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

- $M_{y.sd}$: moment fléchissant maximal vertical $M_{y.sd} = 19788,2 \text{ daN.m}$
- $M_{z.sd}$: moment fléchissant maximal transversal $M_{z.sd} = 2353,5 \text{ daN.m}$

$M_{el.rd} = \frac{w_{pl}.f_y}{\gamma_{M0}}$ pour déterminer γ_{M0} on doit déterminer la classe du profilé.

Semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b-t_w-2r_i}{2t_f} = \frac{23,7}{3,1} = 7,64 < 10\varepsilon = 9,24 \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924$$

Donc $7,64 < 9,24 \rightarrow$ **Semelle de classe 1.**

Ame fléchée :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h-2t_f-2r_i}{t_w} = \frac{22,5}{0,9} = 25 < 72\varepsilon$$

Donc $25 < 66,55$ **Ame de classe 1.**

Donc la section est de classe 1 $\rightarrow \gamma_{M0} = 1,1$

$$M_{ely.rd} = \frac{16,28 \cdot 10^{-4} \cdot 27,5 \cdot 10^6}{1,1} = 40700 \text{ daN.m}$$

$$M_{elz.rd} = \frac{7,09 \cdot 10^{-4} \cdot 27,5 \cdot 10^6}{1,1} = 17725 \text{ dan.m}$$

La condition :

$$\left[\frac{19788,2}{40700} \right]^2 + \left[\frac{2353,5}{17725} \right]^1 = 0,369 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

C. Vérification a l'effort tranchant :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

- $V_{sd,1}$: l'effort tranchant vertical $V_{sd,1} = 17780,2 \text{ daN}$
- $V_{sd,2}$: l'effort tranchant transversal $V_{sd,2} = 1569 \text{ daN}$

$$V_{sd,max} = 17780,2 \text{ daN}$$

$$V_{pl.rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}}$$

Avec : $A_v = A - 2(b \cdot t_f) + (t_w + 2r) t_f = 4,11 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

$$V_{pl.rd} = \frac{4,11 \cdot 10^{-3} \cdot 27,5 \cdot 10^6}{1,1 \cdot \sqrt{3}} = 59322,74 \text{ daN}$$

$$V_{pl.rd} = 59322,74 \text{ daN}$$

Donc les conditions sont :

$$V_{sd,1} = 281,04 \text{ KN} < V_{pl, rd} = 827,05 \text{ KN}$$

$$V_{sd,2} = 27,84 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 827,05 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{pl. rd}$$

Condition vérifiée

D. Vérification de moment fléchissant et l'effort axial

La condition est :

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl, Rd}} \right) + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl, Rd}} \right)^2 \leq 1$$

L'axe (y-y') :

$$M_{y, sd} = 19788,2 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl, rd} = 40700 \text{ daN.m}$$

N_{sd} : l'effort axial ($N = 1273 \text{ daN}$)

$$N_{el, rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4,11 \cdot 10^{-3} \cdot 27,5 \cdot 10^6}{1,1} = 102750 \text{ daN}$$

$$\left(\frac{19788,2}{40700} \right) + \left(\frac{1273}{102750} \right)^2 = 0,48 < 1$$

Condition vérifiée.

L'axe (z-z') :

$$M_{z, sd} = 2353,5 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl, rd} = 17725 \text{ daN.m}$$

N_{sd} : l'effort axial ($N = 1273 \text{ daN}$)

$$N_{el, rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4,11 \cdot 10^{-3} \cdot 27,5 \cdot 10^6}{1,1} = 102750 \text{ daN}$$

$$\left(\frac{2353,5}{17725} \right) + \left(\frac{1273}{102750} \right)^2 = 0,13 < 1$$

Condition vérifiée.

E. Vérification au moment fléchissant (diversement) :

$$M_{sd, max} \leq M_{b, rd}$$

$$\begin{cases} M_{y, sd} = 19788,2 \text{ daN.m} \\ M_{z, sd} = 2353,5 \text{ daN.m} \end{cases} \longrightarrow M_{sd, max} = 19788,2 \text{ daN.m}$$

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

Avec : $\beta_w = 1 \rightarrow$ Section de classe 1 $\longrightarrow \gamma_{M1} = 1,1$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left(\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right)^{0,5}}$$

$\alpha_{LT} = 0,21 \rightarrow$ pour les profils laminés

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{c_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L}{\frac{i_z}{h}} \right)^2 \right]}} = \frac{\frac{6}{74,9 \cdot 10^{-3}}}{\sqrt{1,132 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{6}{\frac{0,31}{0,0155}} \right)^2 \right]}} = 56,08$$

$$\lambda_{lt} = \frac{\lambda_{lt} \times \beta_w}{\lambda_1} [\beta_w]^{1/2} = \frac{56,08}{86,8} = 0,64 \quad \text{avec} \quad \beta_w = 1$$

et $\lambda_1 = 86,8$
 $\bar{\lambda}_{lt} = 0,64$

$$\Phi_{LT} = 0,5 * [1 + \alpha_{LT} * (\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \lambda_{LT}^{-2}] = 0,5 * [1 + 0,21 * (0,64 - 0,2) + 0,64^2]$$

$$\Phi_{LT} = 0,75$$

$$\text{et : } \chi_{LT} = \frac{1}{0,75 + [[0,75^2 - 0,64^2]]^{0,5}} = 0,87$$

$$\chi_{LT} = 0,87$$

$\gamma_{M1} = 1,1$: Coefficient partiel de sécurité s'applique à la résistance.

$\beta_w = 1$: Facteur de corrélation approprié.

$$M_{B,rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_m} = \frac{0,87 * 1 * 16,28 * 10^{-4} * 27,5 * 10^6}{1,1} = 35409 \text{ daN.m}$$

Donc : $M_{B,rd} = 35409 \text{ daN.m}$

$$M_{sd,max} = 19788,2 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 35409 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée.

F. Vérification de la résistance à l'écrasement :

La condition est :

$$R_{sd} < R_{y,rd}$$

Avec :

$$R_{sd} = R_{max} = 63,65 \text{ kN} = 6365 \text{ daN}$$

$$R_{y,rd} = \frac{S_y \cdot t_w \cdot f_{yw}}{\gamma_{M1}}$$

$$S_y = 2 \times (t_f + h_r) \times [1 - (\gamma_{MG} \times \sigma_{fe,d} / F_y)^2]^{0,5}$$

h_r : la hauteur de rail = 6,5 cm

$$\sigma_{fe,d} = \frac{M_{max}}{W_{ely}} = \frac{19788,2}{1,479} = 13379,44 \text{ daN/m}^2 = 1,34 \text{ daN/cm}^2$$

$$S_y = 2 \times (1,55 + 6,5) \times [1 - (1,1 \times 1,34 / 2750)^2]^{0,5} = 16,09 \text{ cm}$$

$$S_y = 16,09 \text{ cm}$$

$$R_{y,rd} = \frac{0,16 * 9 \cdot 10^{-3} * 27,5 \cdot 10^6}{1,1} = 36000 \text{ daN}$$

$$R_{y,rd} = 36000 \text{ daN}$$

Donc :

$$R_{sd}=6365 \text{ daN} < R_{y,rd}= 36000 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

G. Vérification de la résistance à l'enfoncement local (poinçonnement) :

Pour cela on a 3 condition à vérifier :

$$F_{sd} \leq R_{a,rd} \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$M_{sd} \leq M_{c,rd} \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{F_{sd}}{R_{a,rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{c,rd}} \leq 1,5 \quad \dots\dots\dots(3)$$

La 1ere condition est :

$$F_{sd} \leq R_{a,rd}$$

Avec :

$$F_{sd}=R_{, \max}=6365 \text{ daN}$$

$$R_{a,rd} = 0,5(t_w)^2 \cdot (E \cdot f_y)^{0,5} \cdot \frac{\left[\left(\frac{t_f}{t_w} \right)^{0,5} + 3 \left(\frac{t_w}{t_f} \right) \cdot \left(\frac{S_s}{d} \right) \right]}{Y_{M1}}$$

$$R_{a,rd} = 0,5 \cdot (9)^2 \cdot (21000 \cdot 27,5)^{0,5} \cdot \left[\left(\frac{15,5}{9} \right)^{0,5} + 3 \left(\frac{9}{15,5} \right) \cdot (0,2) \right] / 1,1$$

$$R_{a,rd} = 51112,6 \text{ daN}$$

$$F_{sd} = 6365 \text{ daN} < R_{a,rd} = 51112,6 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

La 2éme condition est :

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

$$M_{sd} = M_{\max} = 19788,2 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{Y_{M0}} = \frac{16,28 \cdot 10^{-4} \cdot 27,5 \cdot 10^6}{1,1} = 40700 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$M_{sd} = 19788,2 \text{ daN.m} < M_{c,rd} = 40700 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée

La 3eme condition :

$$\frac{F_{sd}}{R_{a,rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{c,rd}} \leq 1,5$$

$$\frac{6365}{51112,6} + \frac{19788,2}{40700} = 0,61 < 1,5$$

Pas de risque de l'enfoncement local.

H. Vérification de la résistance au voilement de l'âme :

La résistance de calcul $R_{b,rd}$ au violement d'âme d'un profilé I ou H est déterminée en étudiant le flambement de l'âme considérée comme un élément virtuel comprimé.

Condition à vérifier :

$$\frac{d}{t_w} \leq k \left(\frac{E}{f_{yf}} \right) \left[\frac{A_w}{A_{fc}} \right]^{0,5}$$

Avec : A_w : aire de l'âme = 20,25 cm²

A_{fc} : aire de la semelle comprimée = 46,5 cm²

$$\frac{d}{t_w} = \frac{22,5}{0,9} = 25 < k \left(\frac{2100000}{2750} \right) \left(\frac{20,25}{46,5} \right)^{0,5} = 151,18$$

Donc la condition est vérifiée et pas de risque de voilement.

VI.3 Conclusion :

Le profilé **HEA 320** résiste à toutes les sollicitations et convient comme poutre de roulement pour le pont roulant. Notre étude a été faite pour le chemin de roulement compris dans le hangar de l'atelier.

ETUDE SISMIQUE

Chapitre VII : Etude sismique

VII.1. Introduction :

Afin d'éviter tout risque de ruine qui pourra surgir lors d'un éventuel séisme nous avons jugés une étude sismique primordiale.

De ce fait on a consacré ce chapitre au calcul de l'effort sismique maximal qui menacera notre structure lors d'un séisme. Dans ce contexte on va calculer les efforts tranchants dus au séisme.

Les efforts tranchants trouvés seront combinés avec les surcharges d'exploitation et les charges permanentes.

On utilisera les résultats pour le dimensionnement de l'ossature principale de notre structure.

VII.2. Différentes méthodes :

Le RPA 99 propose trois méthodes de calcul :

- 1 – Méthode statique équivalente
- 2 – Méthode d'analyse modèle spectrale
- 2 – Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.**

VII.3. Choix de la méthode dans notre cas :

Les deux dernières méthodes sont utilisées dans tous les cas, mais la première méthode, Nommé méthode statique équivalente, pour qu'elle soit appliquée, il faut que la structure vérifie un certain nombre de conditions

VII.3.1. Condition d'applications :

(Voir article n°4.2 Page 38 de RPA 99 / version 2003).

Notre bâtiment satisfait aux conditions de régulation en plan et en élévation, il est situé dans la zone sismique III : (Alger), et il a une hauteur de 15 m inférieur à 30 m. Dans notre étude on opte pour la méthode statique équivalente.

VII.3.2. Principe de la méthode statique équivalente :

Le principe de la méthode est de remplacer les efforts (efforts tranchants) dus à l'action sismique par des forces statiques fictives équivalentes.

VII.3.3. : Calcul de l'effort tranchant V à la base :

L'effort sismique total appliqué à la base de structure est donné par la formule suivante : **(voir RNV99 version 2003)**

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

Avec :

V : effort tranchant totale agissant à la base de la structure dans les deux directions horizontale est orthogonale (longitudinale V_x , transversale V_y).

A : Coefficient d'accélération des zones.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids actif de la structure.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

a) Détermination du coefficient d'accélération de zone A :

(Voir RPA 99 / version 2003 tab 4.1 Page 40).

Le hangar (bâtiment à usage industriel) est classé dans le groupe 2 et il est situé en zone sismique III.

$$\mathbf{A = 0,25}$$

b) Calcul du facteur d'amplification dynamique D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen est donné par la formule suivante :

(Voir RPA 99 / version 2003 formule 4.2 Page 40).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

(Voir RPA 99 /version 2003 tab 4.7 § 4.2.3)

Site : S_3 (site meuble).

D'où : $T_2 = 0,50$ s

$\mathcal{E}(\%)$: Le pourcentage d'amortissement critique

(Voir RPA 99 / V 2003 tab 4.2)

- | | | |
|---|---|----------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> ✓ Remplissages dense ✓ Portique en acier | } | $\varepsilon = 5 \%$ |
|---|---|----------------------|

n : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule

(Voir RPA 99 / V 2003 tab 4.3 § 4.2.3)

$$\eta = \left\{ \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0,7 \right.$$

Puisque $\varepsilon = 5\% \Rightarrow \eta = 1$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La période fondamentale de la structure est donnée par la formule empirique suivante :

➤ **Dans le sens transversal :**

Le système est : portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie.

Donc :

$$C_t = 0,050$$

(Voir RPA 99 / V 2003 Tab 4.6)

Avec :

$$T = C_t h_n^{3/4}$$

➤ h_n = hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau. Dans notre cas $h_n = 15$ m

➤ $C_t = C_0$ efficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage (tab 4.6).

Donc: $T_x = 0,05 \times (15)^{3/4}$

$$T_x = 0,38 \text{ s}$$

Dans le sens longitudinal :

Le système est : contreventement assuré partiellement par des palées triangulées et des murs en maçonneries.

Donc :

$$C_t = 0,050$$

Avec : $T_y = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D}}$

D = 54 m : est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considérée.

Donc:

$$T_y = 0,09 \times \frac{15}{\sqrt{54}} = 0,18 \text{ s}$$

$$T_y = 0,18 \text{ s}$$

NB : Selon **RPA p46** on prend la petite valeur.

$$T = T_{\min}(0,38 ; 0,18) = 0,18 \text{ s}$$

$$T = 0,18 \text{ s}$$

On est dans le cas où $0 \leq T \leq T_2$ et d'après la formule (4.2) de (RPA99 / V 2003) on aura :

$$0 \leq 0,18 \leq 0,50 \quad \text{donc} \quad D = 2,5 \eta = 2,5 \times 1$$

$$D = 2,5\text{m}$$

c) Détermination du facteur de qualité Q:

La valeur de P_q est donnée dans le tableau suivant :

Selon (RPA tableau 4.4) :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : pénalités à retenir selon le critère q (satisfaire ou non) et ils sont donnés par le tableau 4.4.

Q : critère de qualité

Tab.VII.1 : Facteur de qualité

Critère Q	Observation	Valeur P_q	
Conditions minimal sur la file de contreventements	Oui	0	0
Redondance en plan	Non	0	0,05
Régularité en plan	Non	0	0,05
Régularité en élévation	Non	0	0,05
Contrôle de qualité de matériaux	Non	0	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0	0,10

• Donc : $Q = Q_x = Q_y = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 1) = 1,30$

$$Q = 1,30$$

d) Détermination de R :

On prend la valeur de R (voir tableau (4.3) (p42)) On a :

- Catégorie : - B (acier)
- Sens transversale : portique auto stable ordinaire : $R_x = 4$
- Sens longitudinale : ossature contreventée par palées triangulées en X: $R_y = 4$

$$R = R_x = R_y = 4$$

e) Calcul du poids actif soumis au séisme W :

Le poids actif de la structure soumis au séisme est donné par la formule (4.5) :

$$w = \sum w_i \quad \text{Avec : } w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

W : Poids du aux charges permanentes.

Q_{iw} : Poids du aux charges d'exploitation.

β : coefficient de pondérationtableau 4.5

Donc : $\beta = 0,5$ (hangar) (Voir RPA p 45)

W_G et W_Q : le poids permanent et la surcharge d'exploitation du la structure complète.

VII.3.4. Le poids du aux charges permanentes (WG) :**➤ Poids total de la structure W :****Évaluation des charges permanentes par niveau :**

On va prendre les charges permanentes de la structure

Niveau 01 (6m) :Tab .VII.2: Poids de 1^{er} niveau

Elément	Section	Quantité	Longueur (m)	Poids unitaire (Kg/m)	Poids d'une pièce (Kg)	Poids des pièces (kg)
Poteau de rive	HEA500	20	6	155,1	930,6	18612
Poteau de centre	HEA600	10	6	177,8	1066,8	10668
Poteau de plancher	HEA200	22	6	42,3	253,8	5583,6
Poutre maitresse	IPE400	33	6	66,3	397,8	13127,4
Poutre secondaire	IPE400	36	6	66,3	397,8	14320,8
Solive	IPE220	81	6	26,2	157,2	12733,2
Lisse	UPN160	88	6	18,9	113,4	9979,2
Palée de stabilité	CAE 70×5	8	8,5	5,33	45,3	363
Plancher	C20/25	972 m ²	/	300kg/m ²	/	291600
Bardage	LL35	720 m ²	/	12,5kg/m ²	/	6500
					TOTAL	385 987,2

Niveau 02 (10m) :Tab .VII.3: Poids de 2^{eme} niveau

Elément	Section	Quantité	Longueur (m)	Poids unitaire (Kg/m)	Poids d'une pièce (Kg)	Poids des pièces (kg)
Poteau de rive	HEA500	20	4	155,1	620,4	12 408
Poteau de centre	HEA600	10	4	177,8	711,2	7 112
Potelets	IPE300	4	4	42,2	168,8	675,2
PDR	HEA320	18	6	97,6	585,6	10 540,8
Console	IPE360	20	1	557,1	557,1	11 142
Lisse	UPN160	72	6	18,9	113,4	8 164,8
Pont roulant	/	1	/	/	10000	10 000
Bardage couverture	LL35	576 m ²	/	12,5kg/m ²	/	7 200
					TOTAL	67 242,8

Niveau 03 (15m) :Tab .VII.4: Poids de 3^{eme} niveau

Elément	Section	Quantité	Longueur (m)	Poids unitaire (Kg/m)	Poids d'une pièce (Kg)	Poids des pièces (kg)
Poteau de rive	HEA500	20	2	155,1	310,4	6 208
Poteau de centre	HEA600	10	5	177,8	889	8 890
Potelets	IPE300	4	4	42,2	168,8	675,2
Lisse	UPN160	48	6	18,9	113,4	5 443,2
Ferme	IPE450	10	36,5	77,6	2832,4	28324
Panne	IPE180	117	6	18,8	112,8	13197,6
Poutre au vent	CAE 50×5	24	8,5	3,77	32	770
Bardage couverture	LL35	342 m ²	/	12,5kg/m ²	/	4 275
Bardage toit	LL75	1971 m ²	/	14,2kg/m	/	27988,2
					TOTAL	95 771,2

Donc le poids total de la structure est :

$$\begin{aligned} W_G &= W_1 + W_2 + W_3 \\ &= 385987,2 + 67242,8 + 95771,2 \\ W_G &= 549\,001,2 \text{ daN} = 549 \text{ T} \end{aligned}$$

Charge d'exploitation :

$$\begin{aligned} W_Q &= 500 \times 972 = 486\,000 \text{ daN} \\ W_Q &= 486 \text{ T} \end{aligned}$$

- **Calcul des charges totales sur la structure :**

$$w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

Tab .VII.5: Les charges totales de la structure

Les charges	W_G (T)	W_Q (T)	$0,5W_Q$ (T)	W (T)
Niveau 1	386	486	243	629
Niveau 2	67,3	0	0	67,3
Niveau 3	95,8	0	0	95,8
			Total	792,1

- **Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

• **Sens longitudinal :**

$$V_x = \frac{0,25 \times 2,5 \times 1,3}{4} \times 792,1 = 160,9 \text{ T}$$

• **Sens transversal :**

$$V_y = \frac{0,25 \times 2,5 \times 1,3}{4} \times 792,1 = 160,9 \text{ T}$$

D'où la force sismique globale agissant à la base :

$$V = 160,9 \text{ T}$$

VII.4 Distribution de la force sismique sur les étages :

La résultante des efforts sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la Structure Selon les formules suivantes : (voir la formule (4-10) (p46)).

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure.

$$F_t = 0,07 TV$$

$F_t = 0$: puisque la période fondamentale de notre structure est inférieure 0,7s .

On a :

$$(T_x=0,38s \text{ et } T_y=0,18s) < 0,7s$$

donc $F_t = 0$.

Et on a :
$$F_i = \frac{V \times W_i \times H_i}{\sum W_j \times H_j}$$

$$F_1 = \frac{V \times W_1 \times H_1}{W_1 \times H_1 + W_2 \times H_2 + W_3 \times H_3}$$

$$F_2 = \frac{V \times W_2 \times H_2}{W_1 \times H_1 + W_2 \times H_2 + W_3 \times H_3}$$

$$F_3 = \frac{V \times W_3 \times H_3}{W_1 \times H_1 + W_2 \times H_2 + W_3 \times H_3}$$

Les résultants de la distribution de la force sismique globale **V** est résumée dans le tableau suivant :

- **Sens transversal :**

Tab .VII.6: Force sismique globale transversale

Niveau	V	$W_i=W_j$	$h_i=h_j$	$W_i.h_j$	$F_i (T)$
1	160,9	629	6	3774	103,2
2	160,9	67,3	10	673	18,4
3	160,9	95,8	15	1437	39,3
			$\sum W_j \times H_j$	5884	

- **Sens longitudinal :**

Tab .VII.7: force sismique globale longitudinale

Niveau	V	$W_i=W_j$	$h_i=h_j$	$W_i.h_j$	$F_i (T)$
1	160,9	629	6	3774	103,2
2	160,9	67,3	10	673	18,4
3	160,9	95,8	15	1437	39,3
			$\sum W_j \times H_j$	5884	

VII.5 Répartition de la force sismique sur les étages :

VII.5.1. Répartition des efforts entre les portiques :

Cette répartition dépend essentiellement de l'excentricité.

Centre de masse

Les coordonnées du centre de masse $C_g (X_g, Y_g, Z_g)$ sont données par la formule suivante:

$$\bullet \quad X_g = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} = \frac{385987,2 \times 24,87 + 67242,8 \times 15,18 + 95771,2 \times 18}{385987,2 + 67242,8 + 95771,2} = 22,5 \text{ m.}$$

$$\bullet \quad Y_g = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} = \frac{385987,2 \times 29,22 + 67242,8 \times 27 + 95771,2 \times 27}{385987,2 + 67242,8 + 95771,2} = 28,56 \text{ m.}$$

$$\bullet \quad Z_g = \frac{\sum m_i z_i}{\sum m_i} = \frac{385987,2 \times 5,56 + 67242,8 \times 8,77 + 95771,2 \times 13,34}{385987,2 + 67242,8 + 95771,2} = 7,31 \text{ m.}$$

Centre de torsion

Les coordonnées du centre de torsion $C_t (X_t, Y_t, Z_t)$ sont données par la formule suivante :

$$\bullet \quad X_t = \frac{\sum I_{xi} x_i}{\sum I_{xi}} = 20,67 \text{ m}$$

$$\bullet \quad Y_t = \frac{\sum I_{yi} y_i}{\sum I_{yi}} = 27 \text{ m}$$

$$\bullet \quad Z_t = \frac{\sum I_{zi} z_i}{\sum I_{zi}} = 7,23 \text{ m}$$

Excentricité

➤ Les excentricités réelles sont données par la relation suivante :

$$e_{xr} = X_g - X_t = 22,5 - 20,67 = 1,83 \text{ m}$$

$$e_{yr} = Y_g - Y_t = 28,56 - 27 = 1,56 \text{ m}$$

Le RPA99 limite l'excentricité accidentelle à une valeur de 5 % de la plus grande dimension de la structure, donc on va prendre comme excentricité accidentelle la valeur maximale des deux valeurs calculées et 5% de la plus grande dimension. (RPA99. §4.2.7.P47)

➤ Et les excentricités théoriques sont données par la relation suivante :

$$e_{xth} = 5\% \times L_x = 5\% \times 36 = 1,8 \text{ m}$$

$$e_{yth} = 5\% \times L_y = 5\% \times 60 = 3 \text{ m}$$

Donc l'excentricité sera prise égale à :

$$\begin{Bmatrix} e_x \\ e_y \end{Bmatrix} = \text{MAX} \left\{ \begin{Bmatrix} e_{xth} \\ e_{yth} \end{Bmatrix} ; \begin{Bmatrix} e_{xr} \\ e_{yr} \end{Bmatrix} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{Bmatrix} 1,8 \\ 3 \end{Bmatrix} ; \begin{Bmatrix} 1,83 \\ 1,56 \end{Bmatrix} \right\} \begin{cases} e_x = 1,83 \text{ m} \\ e_y = 3 \text{ m} \end{cases}$$

VII.5.2. Répartition de la force sismique :

a. Sur les files de portique (Sens transversal) :

La force sismique appliquée au niveau de chaque étage se repartie sur le système de contreventement parallèle à sa direction, cette répartition est basée sur le principe suivante :

- L'élément le plus rigide et le plus loin du centre de torsion prend le pourcentage le plus grand de l'effort sismique.

$$F_i^j = F_{it} \times \frac{I_{xi}}{\sum_{i=1}^n I_{xi}} + F_{it} \times e_x \times \frac{I_{xi} X_i}{\sum_{i=1}^n I_{xi} X_i^2}$$

Avec :

$F_i^j (KN)$: La force sismique qui revient à la file de portique -i- à l'étage -j-

I_{xi} : L'inertie de la file

$F_{it} (KN)$: Force sismique transversal appliqué au centre de masse.

$e_x (m)$: Excentricité.

$X_i (m)$: La distance entre le file de contreventement -i- et le centre de torsion.

$F_{it} \times \frac{I_{xi}}{\sum_{i=1}^n I_{xi}}$: Contribution due à la translation.

$F_{it} \times e_x \times \frac{I_{xi} X_i}{\sum_{i=1}^n I_{xi} X_i^2}$: Contribution due à la rotation.

➤ **Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :**

Sens transversal :

Niveau 1 :

Tab.VII .8 : Distribution des efforts sismiques sur files niveau 1 Sens transversal

File	Inertie (cm ⁴)	Nombre de poteau	Inertie de file (I _{xi})	X _i	X _i ²	e _x	$\sum I_{xi} \times X_i^2$	$\sum I_{xi}$	F _{it} (T)
1	86 974,8	5	317828,62	27	729	1,83	943951001,4	3178286,2	3,13
2	86 974,8	5	317828,62	21	441	1,83			2,82
3	86 974,8	5	317828,62	15	225	1,83			2,23
4	86 974,8	5	317828,62	9	81	1,83			1,97
5	86 974,8	5	317828,62	3	9	1,83			1,9

6	86 974,8	5	317828,62	3	9	1,83			1,9
7	86 974,8	5	317828,62	9	81	1,83			1,97
8	86 974,8	5	317828,62	15	225	1,83			2,23
9	86 974,8	5	317828,62	21	441	1,83			2,82
10	86 974,8	5	317828,62	27	729	1,83			3,13

Niveau 2 :**Tab.VII. 9 : Distribution des efforts sismiques sur files niveau 2 Sens transversal**

File	Inertie (cm ⁴)	Nombre de poteau	Inertie de file (I _{xi})	X _i	X _i ²	e _x	$\sum I_{xi} \times X_i^2$	$\sum I_{xi}$	F _{iT} (T)
1	86 974,8	3	315157,6	27	729	1,83	936018072	3151576	6,21
2	86 974,8	3	315157,6	21	441	1,83			5,88
3	86 974,8	3	315157,6	15	225	1,83			5,73
4	86 974,8	3	315157,6	9	81	1,83			4,6
5	86 974,8	3	315157,6	3	9	1,83			4,12
6	86 974,8	3	315157,6	3	9	1,83			4,12
7	86 974,8	3	315157,6	9	81	1,83			4,6
8	86 974,8	3	315157,6	15	225	1,83			5,73
9	86 974,8	3	315157,6	21	441	1,83			5,88
10	86 974,8	3	315157,6	27	729	1,83			6,21

Niveau 3 :**Tab.VII.10 : Distribution des efforts sismiques sur files niveau 3 Sens transversal**

File	Inertie (cm ⁴)	Nombre de poteau	Inertie de file (I _{xi})	X _i	X _i ²	e _x	$\sum I_{xi} \times X_i^2$	$\sum I_{xi}$	F _{iT} (T)
1	86 974,8	3	315157,6	27	729	1,83	936018072	3151576	6,3
2	86 974,8	3	315157,6	21	441	1,83			6,07
3	86 974,8	3	315157,6	15	225	1,83			5,79
4	86 974,8	3	315157,6	9	81	1,83			4,45
5	86 974,8	3	315157,6	3	9	1,83			4

6	86 974,8	3	315157,6	3	9	1,83			4
7	86 974,8	3	315157,6	9	81	1,83			4,45
8	86 974,8	3	315157,6	15	225	1,83			5,79
9	86 974,8	3	315157,6	21	441	1,83			6,07
10	86 974,8	3	315157,6	27	729	1,83			6,3

b. Sur les axes des piliers de stabilité (Sens longitudinal) :

$$F_i^j = F_{it} \times \frac{I_{yi}}{\sum_{i=1}^n I_{yi}} + F_{it} \times e_y \times \frac{I_{yi} X_i}{\sum_{i=1}^n I_{yi} Y_i^2}$$

Avec :

F_i^j (KN): La force sismique qui revient à la file de contreventement.

I_{yi} : L'inertie de la file

F_{it} (KN) : Force sismique transversal appliqué au centre de masse.

e_y (m) : Excentricité.

Y_i (m) : La distance entre le file de contreventement -i- et le centre de torsion.

$F_{it} \times \frac{I_{yi}}{\sum_{i=1}^n I_{yi}}$: Contribution due à la translation.

$F_{it} \times e_y \times \frac{I_{yi} Y_i}{\sum_{i=1}^n I_{yi} Y_i^2}$: Contribution due à la rotation.

Niveau 1 :

Tab.VII .11 : Distribution des efforts sismiques sur files niveau 1 Sens longitudinal

File	Inertie (cm ⁴)	Nombre de poteau	Inertie de file (I _{xi})	X _i	Xi ²	e _x	$\sum I_{xi} \times Xi^2$	$\sum I_{xi}$	F _{iT} (KN)
1	10271,3	10	102713	22,5	506,25	3	75160252,35	391982,2	7,14
2	11271,3	10	112713	4,5	20,25	3			4,32
3	3692,16	10	36921,6	1,5	2,25	3			4,11
4	3692,16	10	36921,6	7,5	56,25	3			4,65
5	10271,3	10	102713	13,5	182,25	3			5,89

Niveau 2 :**Tab.VII .12 : Distribution des efforts sismiques sur files niveau 2 Sens longitudinal**

File	Inertie (cm ⁴)	Nombre de poteau	Inertie de file (I _{xi})	X _i	X _i ²	e _x	$\sum I_{xi} \times X_i^2$	$\sum I_{xi}$	F _{iT} (KN)
1	10271,3	10	102713	22,5	506,25	3	73000338,75	318139	14,3
2	11271,3	10	112713	4,5	20,25	3			10,09
3	10271,3	10	102713	13,5	182,25	3			13,22

Niveau3 :**Tab.VII.13 : Distribution des efforts sismiques sur files niveau 3 Sens longitudinal**

File	Inertie (cm ⁴)	Nombre de poteau	inertie de file (I _{xi})	X _i	X _i ²	e _x	$\sum I_{xi} \times X_i^2$	$\sum I_{xi}$	F _{iT} (KN)
1	10271,3	10	102713	22,5	506,25	3	73000338,75	318139	17,7
2	11271,3	10	112713	4,5	20,25	3			12,14
3	10271,3	10	102713	13,5	182,25	3			15,54

VII.6. Conclusion :

L'effort sismique dans les zones de forte sismicité, présente un risque potentiel pour la stabilité des structures, dans notre cas l'effort dû au séisme joue un rôle très important lors du dimensionnement des stabilités et des portiques.

Dans ce chapitre les efforts sismiques ont été évalués. Ils seront utilisés dans les combinaisons d'actions les plus défavorables dans les calculs et vérifications des portiques et des contreventements.

ETUDE DES CONTREVENTEMENTS

Chapitre VIII : Stabilité et contreventement

VIII.1. Introduction

Les contreventements est les stabilités sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts horizontaux dus au vent, et de les transmettre aux fondations.

Elles sont disposées en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent », et dans le plan des pignons « palées de stabilité ».

- Les stabilités peuvent avoir différentes formes et elles peuvent être, en X, en K, en V ou en V renversé.

Pour notre hangar on a utilisé des palées de stabilité en X et des poutres au vent en X.

- **Sens longitudinal**

Dans ce sens la stabilité verticale est assurée par des poutre au vent et palées de stabilité.

- **Sens transversal**

Dans ce sens la stabilité verticale est assurée par des portiques auto- stables ordinaires.

VIII.2. Contreventement de la toiture « poutre au vent »

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture comme le montre la figure ci-dessous.

Ils sont placés dans les travées de rive, leurs diagonales sont généralement formées de cornières qui sont fixées sur les traverses. Leur rôle est de reprendre les efforts du vent du pignon et de les transmettre aux palées de stabilité.

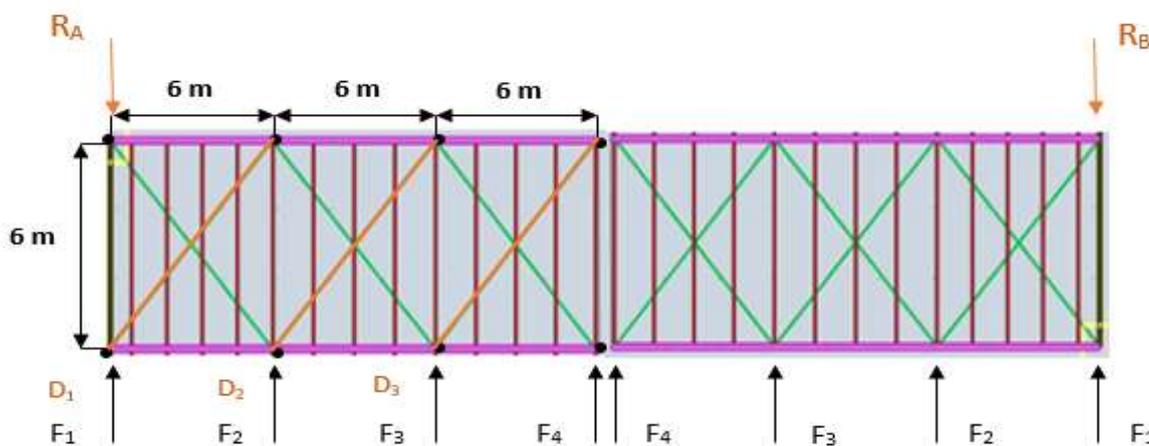


Figure VIII-1 : Disposition des efforts sur la poutre au vent.

VIII.2.1. Évaluation des efforts horizontaux :

$$F_i = (S_i \times W) + F_{fr}/n \quad n = 8 \text{ (n : nombre de nœuds dans un versant)}$$

W: Vent extrême suivant pignon $W = 211,54 \text{ daN/m}^2$.

F_{fr} : Force de frottement pour parois verticales. ($F_{fr} = 0$ négligeable)

S_i : La surface sous le vent ($S_i = t_i \times h_i/2$)

• Les forces au niveau de la toiture sont données par :

$$F_{fr} = 0 \text{ KN}$$

$$W_e = 211,54 \text{ daN/m}^2$$

• Calcul des surfaces :

$$S_i = t_i \times h_i/2$$

$$S_1 = 3,04 \times 6 = 18,24 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 6,08 \times 6,5 = 39,52 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 6,08 \times 7 = 42,56 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 3,04 \times 7,5 = 22,8 \text{ m}^2$$

Les résultats de F_i sont les suivants :

$$F_1 = 18,24 \times 211,54 = 3858 \text{ daN}$$

$$F_2 = 39,52 \times 211,54 = 8360 \text{ daN}$$

$$F_3 = 42,56 \times 211,54 = 9003 \text{ daN}$$

$$F_4 = 22,8 \times 211,54 = 4823 \text{ daN}$$

➤ Réactions :

$$R_A = R_B = \frac{2F_1 + 2F_2 + 2F_3 + 2F_4}{2} = 26\,044 \text{ daN}$$

$$R_A = R_B = 26\,044 \text{ daN}$$

VIII.2.2 Effort de traction dans les diagonales :

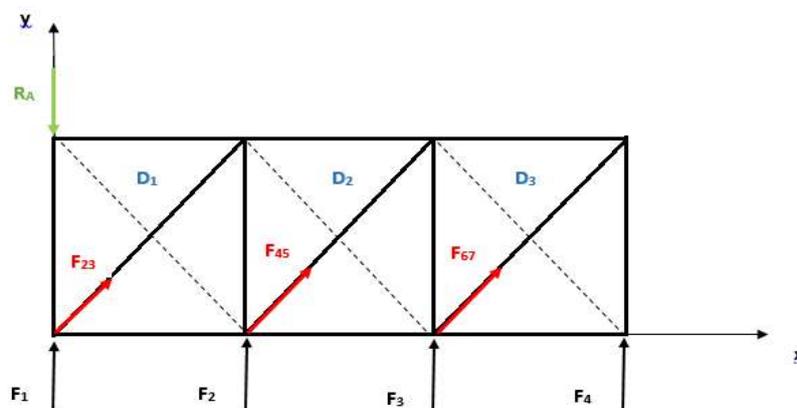
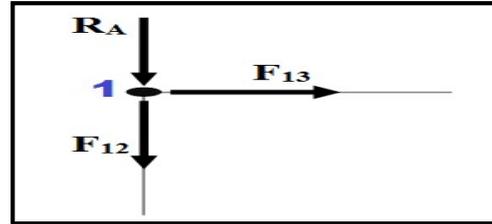


Figure VIII.2: Découpage des nœuds

$$\text{tag } \alpha = \frac{6}{6,08} = 0,98 \Rightarrow \alpha = 44,6^\circ$$

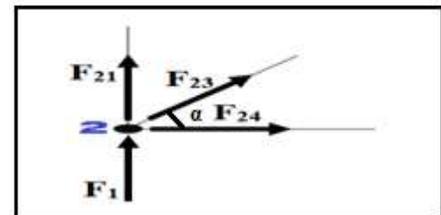
Nœud 1 :

$$\begin{cases} Y \rightarrow -R_A - F_{12} = 0 & \Rightarrow F_{12} = -26044 \text{ daN} \\ X \rightarrow F_{13} = 0 & \Rightarrow F_{13} = 0 \end{cases}$$



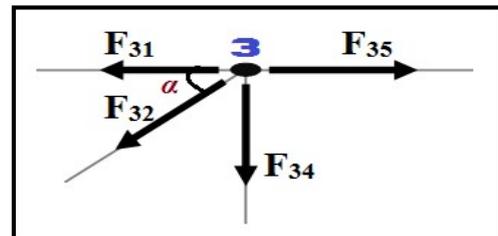
Nœud 2 :

$$\begin{cases} Y \rightarrow F_1 + F_{21} + F_{23} \cdot \sin \alpha = 0 \Rightarrow F_{23} = \frac{-F_1 - F_{21}}{\sin \alpha} = -42586 \text{ daN} \\ X \rightarrow F_{24} + F_{23} \cdot \cos \alpha = 0 \Rightarrow F_{24} = 30322,5 \text{ daN} \end{cases}$$



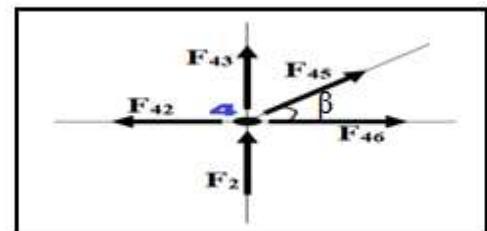
Nœud 3 :

$$\begin{cases} Y \rightarrow -F_{34} - F_{32} \cdot \sin \alpha = 0 \Rightarrow F_{34} = -29901,9 \text{ daN} \\ X \rightarrow F_{35} - F_{31} - F_{32} \cdot \cos \alpha = 0 \Rightarrow F_{35} = 30322,4 \text{ daN} \end{cases}$$



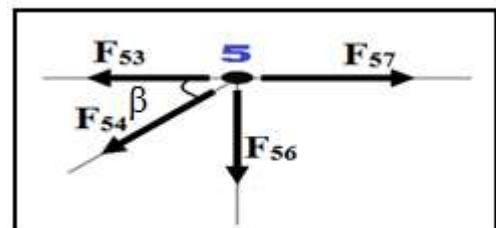
Nœud 4 :

$$\begin{cases} Y \rightarrow F_2 + F_{43} + F_{45} \cdot \sin \beta = 0 \Rightarrow F_{45} = \frac{-F_2 - F_{43}}{\sin \beta} = -54492,3 \text{ daN} \\ X \rightarrow F_{46} - F_{42} + F_{45} \cdot \cos \beta = 0 \Rightarrow F_{46} = 8477,5 \text{ daN} \end{cases}$$



Nœud 5 :

$$\begin{cases} Y \rightarrow F_{56} - F_{54} \cdot \sin \beta = 0 \Rightarrow F_{56} = -38261,9 \text{ daN} \\ X \rightarrow F_{57} - F_{53} - F_{54} \cdot \cos \beta = 0 \Rightarrow F_{57} = 8477,53 \text{ daN} \end{cases}$$



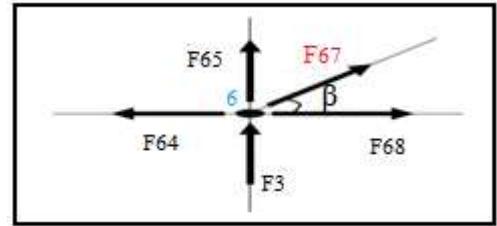
Nœud 6 :

{

$$Y \rightarrow F_{65} + F_3 + F_{67} \cdot \sin\beta = 0 \Rightarrow F_{67} = \frac{-F_3 - F_{65}}{\sin\beta} = -67314,24$$

daN

$$X \rightarrow F_{68} - F_{64} + F_{67} \cdot \cos\beta = 0 \Rightarrow F_{68} = 39452 \text{ daN}$$



D'après la méthode d'isolation des nœuds, la diagonale la plus sollicitée est D₂, avec :

$$N_{sd} = F_{67} = 67314,2 \text{ daN}$$

VIII.2.3 Vérification des diagonales à la traction :

$$N_{sd} \leq N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{Mo}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{Mo}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{67314,24 \times 1,1}{27,5} = 2692,6 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A = 2754 \text{ mm}^2$$

Donc on prend une cornière (CAE120×12) de section A= 2754 mm² avec des boulons ordinaires □□□16 mm.

- Les diagonales tendues doivent résister en vérifiant la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} \dots\dots\dots (EC03 Page 154).$$

- $N_{sd} = 67314,24 \text{ daN}$
- $N_{t,Rd} = \min [N_{Pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}]$

- $N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{Mo}}$
- $N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$
- $N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{Mo}}$

Avec :

- $\gamma_{M0} = 1,1.$
- $\gamma_{M2} = 1,25.$
- $f_y = 275 \times 10^5 \text{ KN/m}^2.$
- $f_u = 4.30 \times 10^5 \text{ KN/m}^2.$
- $A_{net} = A - (e \times d_0) = (2754) - (16 \times 7) = 2642 \text{ mm}^2$

$$N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{2754 \times 27,5}{1,1} = 68850 \text{ daN}$$

$$N_{pl,Rd} = 68850 \text{ daN}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 2642 \times 43}{1,25} = 81796,32 \text{ daN}$$

$$N_{u,Rd} = 81796,32 \text{ daN}$$

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{2642 \times 27,5}{1,1} = 68050 \text{ daN}$$

$$N_{net,Rd} = 68050 \text{ daN}$$

$$N_{t,Rd} = \min [N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}] = \min [68850 ; 81796,32 ; 68050]$$

$$N_{sd} = 67314,24 \text{ daN} < N_{net,Rd} = 68050 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

La Traction est vérifiée pour les diagonales

Donc la cornière (CAE120×12) est vérifiée comme diagonale pour la poutre au ven

VIII.3. Étude des palées de stabilités :

La palée de stabilité est un contreventement vertical qui assure la reprise des charges horizontales, et d'assurer leur cheminement jusqu'aux fondations.

Les charges horizontales qui sollicitent la structure porteuse sont :

- ✓ L'effort sismique (**E_y**).
- ✓ L'effort horizontal longitudinal de pont roulant (**H_L**).
- ✓ La Réaction de la poutre au vent (**R_B**).

VIII.3.1 Calcul des diagonales :

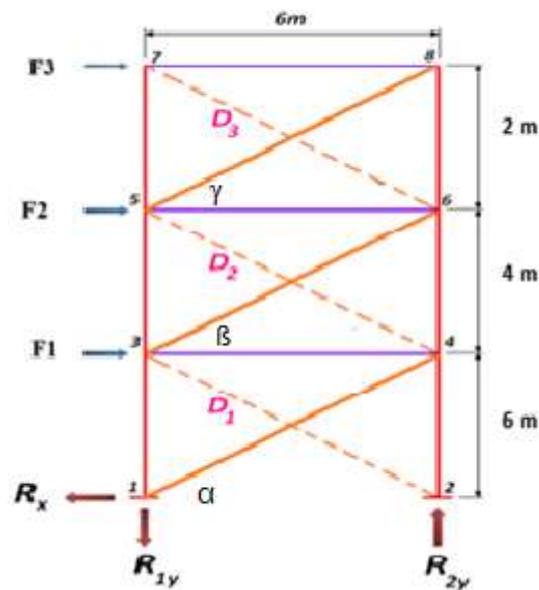


Fig.VIII.3 : Dimensions de la palée de stabilité et charges horizontales.

➤ Calcul des angles des diagonales :

$$\tan\alpha = \frac{6}{6} \Rightarrow \alpha = 45^\circ$$

$$\tan\beta = \frac{4}{6} \Rightarrow \beta = 33,7^\circ$$

$$\tan\gamma = \frac{2}{6} \Rightarrow \gamma = 18,43^\circ$$

➤ Longueur des diagonales :

$$D_1 = \sqrt{6^2 + 6^2} = 8,48 \text{ m}$$

$$D_2 = \sqrt{4^2 + 6^2} = 7,21 \text{ m}$$

$$D_3 = \sqrt{2^2 + 6^2} = 6,32 \text{ m}$$

VIII.3.2 Évaluation des charges :

$$F_1 = 1,25 \times E_{y1} \Rightarrow F_1 = 1,25 \times 103,2 = 129 \text{ T}$$

$$F_2 = 1,25 \times E_{y2} + H_L \Rightarrow F_2 = 1,25 \times 18,4 + 12,73 = 24,33 \text{ T}$$

$$F_3 = \text{Max}[R_B ; 1,25 \times E_{y3}] \Rightarrow F_3 = \text{Max}[26,1 ; 49,13] \Rightarrow F_3 = 49,13 \text{ T}$$

VIII.3.3. Calcul des réactions :

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow F_1 + F_2 + F_3 - R_X \Rightarrow R_X = F_1 + F_2 + F_3 = \mathbf{202,43 T}$$

$$\sum M/y = 0 \Rightarrow : 4F_1 + 8F_2 + 12F_3 = 6R_{1Y} \Rightarrow R_{1Y} = \frac{4F_1 + 8F_2 + 12F_3}{6}$$

$$= \mathbf{267,76 T}$$

$$\sum \frac{F}{Y} = 0 \Rightarrow R_{2Y} = -R_{1Y} = \mathbf{-267,76 T}$$

VIII.3.4 Calcul des efforts intérieurs :

De la même façon que la poutre au vent, par la méthode des nœuds nous avons déterminés les efforts dans les éléments constituant la palée de stabilité :

Les diagonales les plus sollicitées sont les suivantes :

$$N_{sd} \times \cos\alpha = F_1 + F_2 + F_3 = R_X = \mathbf{202,43 T}$$

$$N_{sd} = \frac{R_X}{\cos\alpha} = \frac{202,43}{\cos 45} = \mathbf{286,28 T}$$

La diagonale la plus sollicitée est **D₁** avec : **N_{sd} = 286,28 T**

VIII.3.5 Vérification des diagonales à la traction :**Section des diagonales D₁ :**

Dans le cas d'une stabilité en (X) on considère seulement les diagonales qui travaillent en traction avec un effort : **N_{sd} = 286,28 T**

$$N_{sd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \text{ avec } \gamma_{M0} = 1,1$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{286,28 \cdot 10^3 \times 1,1}{27,5} = \mathbf{11451,2 mm^2}$$

Donc on prend une double cornière **DCED 200×20** de section **A = 15270 mm²** avec des boulons M 20 de classe 6.8 donc **d0 = 22 mm**.

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} \dots\dots\dots \text{(EC03 Page 154).}$$

- **N_{sd} = 286,28 T = 2862,8 kN**
- **N_{t,Rd} = min [N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}]**
- **N_{pl,Rd} = $\frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$**
- **N_{u,Rd} = $\frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$**

$$\bullet \quad N_{\text{net,Rd}} = \frac{A_{\text{net}} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

- $\gamma_{M0} = 1,1$.
- $\gamma_{M2} = 1,25$.
- $f_y = 275 \times 10^5 \text{ KN/m}^2$.
- $f_u = 4.30 \times 10^5 \text{ KN/m}^2$.

La diagonale est attachée par (8) boulons ordinaires, classe 6.8 $\phi = 20 \text{ mm}$

$$\Rightarrow A_{\text{net}} = A - (\pi R^2) = 15270 - (3,14 \times 22^2) = 13749,47 \text{ mm}^2$$

$$N_{\text{pl,Rd}} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{15270 \times 27,5}{1,1} = 381750 \text{ daN} \quad \Rightarrow \quad N_{\text{pl,Rd}} = \mathbf{3817,50 \text{ KN}}$$

$$N_{\text{u,Rd}} = \frac{0,9 \times A_{\text{net}} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 13749,47 \times 43}{1,25} = 483731,35 \text{ daN} \Rightarrow N_{\text{u,Rd}} = \mathbf{4837,31 \text{ KN}}$$

$$N_{\text{net,Rd}} = \frac{A_{\text{net}} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13749,47 \times 27,5}{1,1} = 343736,75 \text{ daN} \Rightarrow N_{\text{net,Rd}} = \mathbf{3437,36 \text{ KN}}$$

$$N_{\text{t,Rd}} = \min [N_{\text{pl,Rd}} ; N_{\text{u,Rd}} ; N_{\text{net,Rd}}] = \min [3817,5 ; 4837,3 ; 3437,36]$$

$$\Rightarrow N_{\text{sd}} = \mathbf{2862,8 \text{ KN}} < N_{\text{net,Rd}} = \mathbf{3437,36 \text{ KN}}$$

Condition vérifiée

Donc : DCED200×20 est adoptée comme diagonale.

VIII.4 Calcul de la sablière :

Les poutres sablières jouent le rôle de relieur entre différents portiques transversaux, leurs évitant un important déplacement longitudinal notamment en cas de séisme.

Les poutres sablières qui sont des poutres de rive travaillant simultanément à la flexion sous l'action des charges verticales provenant du poids du plancher, les murs, et à la compression sous l'effet de l'effort sismique.

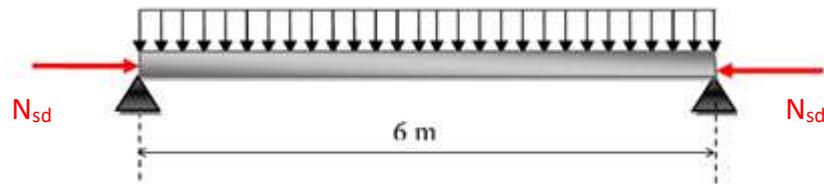


Figure VIII.4: Représentation des efforts dans la sablière.

VIII-4.1-Vérification de la résistance au flambement :

$$N_{sd} = \max [RA - F1 ; 1,25E].$$

$$RA - F1 = 26044 - 3858 = 22186 \text{ daN}$$

$$1,25E = 1,25 \times 39300 = 49125 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \max [RA - F1 ; 1,25.E] = \max [22186 ; 49125]$$

$$N_{sd} = 49125 \text{ daN}$$

Le poids propre de HEA220 : $G=50,5 \text{ Kg/m}$

$$G_{HEA220} = 50,5 \text{ daN/m}$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot N_{pl,y}} + \frac{K_y M_{y,sd}}{M_{pl,y}} + \frac{K_z M_{z,sd}}{M_{pl,z}} \leq 1$$

$$\begin{cases} N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = 160850 \text{ daN} \\ N_{sd} = 49125 \text{ daN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{y,sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{50,5 \times 6^2}{8} = 227 \text{ daN.m} \\ M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 14213 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$M_{z,sd} = 0$$

a. Détermination de facteur d'imperfection (α):

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0,95 < 1,2 \\ t_f = 10 \leq 100 \text{ mm} \end{cases} \begin{cases} yy' \rightarrow \text{courbe } \mathbf{b} \Rightarrow \alpha = 0,34 \\ zz' \rightarrow \text{courbe } \mathbf{c} \Rightarrow \alpha = 0,49 \end{cases}$$

b. Détermination de $(\bar{\lambda}_i)$ élancement réduit :

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{l_{by}}{i_y} = \frac{600}{9,17} = 65,43 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_a} = 0,75 > 0,2 \Rightarrow \text{il ya un risque de flambement} \\ \lambda_z = \frac{l_{bz}}{i_z} = \frac{600}{5,51} = 108,89 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta_a} = 1,26 > 0,2 \Rightarrow \text{il ya un risque de flambement} \end{cases}$$

c. Détermination de (χ_i) le coefficient de réduction :

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{[\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]}} \quad \text{et} \quad \varphi_y = 0,5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\varphi_y = 0,87 \Rightarrow \chi_y = 0,76$$

$$\varphi_z = 1,55 \Rightarrow \chi_z = 0,40$$

$$\chi_{\min} = \min\{\chi_y, \chi_z\} = 0,40$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{\chi_y A f_y} \leq 1,5 \quad \& \quad \mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right) \leq 0,90$$

$$\mu_y = 0,75 (2 \times 1,3 - 4) + 0,10 = -0,95 < 0,90 \quad \beta_{M,y} = 1,3$$

$$k_y = 1 - \left[-0,95 \times \frac{518,98}{0,76 \times 50,5 \times 10^{-4} \times 2,75 \times 10^5} \right] = 1,46 < 1,5$$

$$M_{zsd} = 0$$

$$\frac{49125}{0,40 \times 160850} + \frac{1,46 \times 227,25}{14213} = 0,76 + 0,02 = 0,78 < 1$$

Condition vérifiée**Donc : HEA220 convient comme sablière.****VIII.5. Conclusion :**

Les éléments étudiés dans ce chapitre servent à stabiliser la structure dans le sens longitudinal contre les différentes actions extérieures, par contre dans l'autre sens la stabilité est assurée par le portique auto stable ordinaire qui fera l'objet d'étude pour le chapitre suivant .

Les calculs ont donné les résultats suivants :

- Pour la poutre au vent nous avons des cornières CAE120×12.
- Pour les palées de stabilité nous avons des DCED200×20
- Sablière HEA220.



**ETUDE DES
PORTIQUES**



Chapitre IX : Etude du portique

IX.1 Introduction :

Les vérifications de la résistance d'une structure quelconque ne sont valables que si l'analyse globale donne une bonne représentation du comportement de la structure réelle.

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations pour assurer la stabilité globale de l'ossature, ce dernier est fait comme suit : la stabilité longitudinale est assurée par les cadres rigides et un palier de stabilité la stabilité transversale est assurée par les portiques auto stables.

L'étude des portiques nécessite l'évaluation de toutes les charges (permanentes, exploitations, sismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Le calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles il pourrait être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage.

IX.2 Dimensionnement de la structure :

A-1-Charges permanentes :

- Poids de la structure (squelette en acier).
- Poids de la dalle en béton.
- Poids de la toiture en TL75.
- Poids de bardage

A-2- Sur charge d'exploitation :

Charge d'exploitation :

$$Q_1 = 500 \text{ daN/m}^2 \text{ (niveau 1)}$$

$$Q_2 = 44,44 \text{ daN/m}^2 \text{ (toiture)}$$

A-3- Charge de neige :

$$S = 8.64 \text{ daN/m}^2$$

A-4-Charge sismique :

- Suivant OX (transversale)
- Suivant OY (longitudinale)

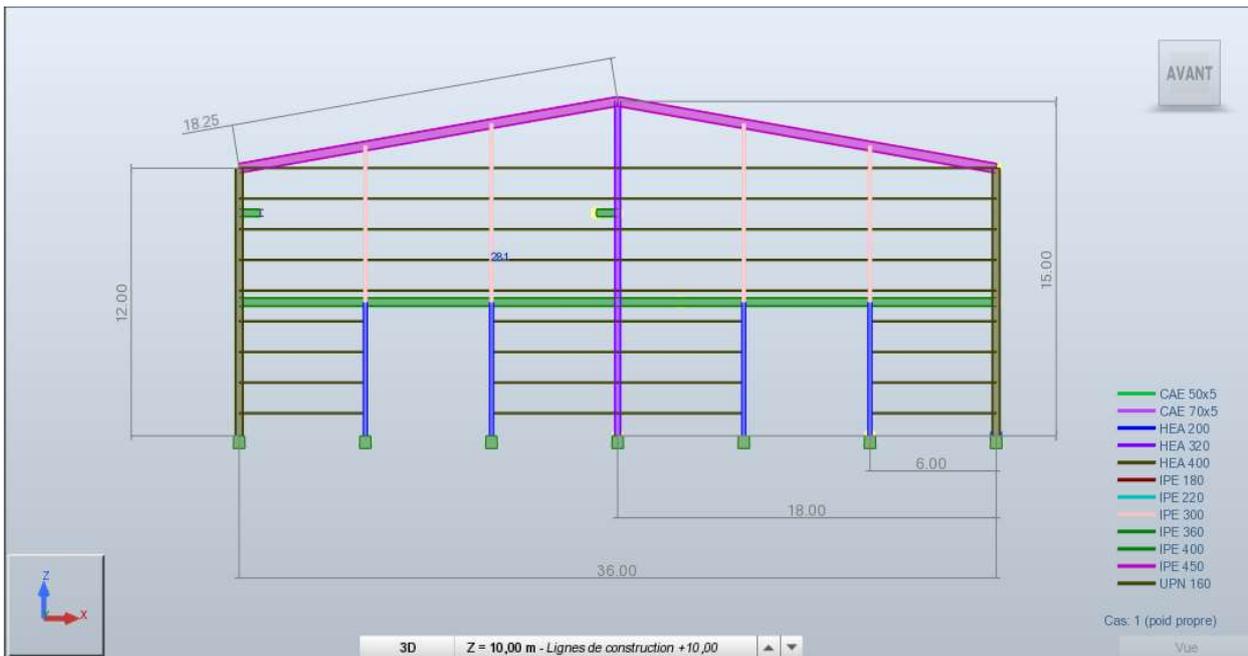


Figure IX.1 : Dimensions de portique le plus sollicité.

Tableau IX.1 : Combinaisons des charges.

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type de la	Nature du cas
7 (C)	G+Q	Combinaison lin	ELS	permanente
8 (C)	G+S	Combinaison lin	ELS	permanente
9 (C)	G+W1	Combinaison lin	ELS	permanente
10 (C)	G+W2	Combinaison lin	ELS	permanente
11 (C)	$G+0.9(S+Q+W1)$	Combinaison lin	ELS	permanente
12 (C)	$G+0.9(S+Q+W2)$	Combinaison lin	ELS	permanente
13 (C)	$1.35G+0.5Q$	Combinaison lin	ELU	permanente
14 (C)	$1.35G+1.5S$	Combinaison lin	ELU	permanente
15 (C)	$1.35G+1.5W1$	Combinaison lin	ELU	permanente
16 (C)	$1.35G+1.5W2$	Combinaison lin	ELU	permanente
17 (C)	$G-1.5W1$	Combinaison lin	ELU	permanente
18 (C)	$G-1.5W2$	Combinaison lin	ELU	permanente
19 (C)	$1.35G+(1.5*0.9)(S+Q+W1)$	Combinaison lin	ELU	permanente
20 (C)	$1.35G+(1.5*0.9)(S+Q+W2)$	Combinaison lin	ELU	permanente
24 (C) (CQC)	G+Q+Ex	Combinaison lin	ACC	permanente
26 (C) (CQC)	G+Q+Ey	Combinaison lin	ACC	permanente
28 (C) (CQC)	0.8G+Ex	Combinaison lin	ACC	permanente
29 (C) (CQC)	0.8G+Ey	Combinaison lin	ACC	permanente
31 (C) (CQC)	0.8G-Ey	Combinaison lin	ACC	permanente
32 (C) (CQC)	0.8G-Ex	Combinaison lin	ACC	permanente

Tableau IX.2 : Types de chargement sur logiciel.

Cas	Type de charge	Liste	Valeurs de la charge
2	(EF) surfacique uniforme	3064	PZ=-400,00[daN/m ²]
2	(EF) surfacique uniforme	2522A2525	PZ=-15,50[daN/m ²]
2	(EF) surfacique uniforme	2526 2527	PZ=-27,40[daN/m ²]
2	poids propre	1A78 80A87	PZ Moins Coef=1,00

IX.3 Vérification du poteau de rive :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 92 Poteau lateral_92

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 G + 1.5 W 1*1.00+5*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27.50 \text{ daN/mm}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 400

h=39.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=126.20 cm ²	Az=57.33 cm ²	Ax=158.98 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=45069.40 cm ⁴	Iz=8563.83 cm ⁴	Ix=189.76 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=2561.80 cm ³	Wplz=872.86 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 23231.03 daN	My,Ed = -12221.64 daN*m	Mz,Ed = -69.26 daN*m	Vy,Ed = -18.31 daN
Nc,Rd = 437195.00 daN	My,Ed,max = 49101.12 daN*m		Mz,Ed,max = 121.34 daN*m
	Vy,T,Rd = 200346.77 daN		
Nb,Rd = 199877.20 daN	My,c,Rd = 70449.50 daN*m		Mz,c,Rd = 24003.65 daN*m
	Vz,Ed = 3048.05 daN		
	MN,y,Rd = 70449.50 daN*m		MN,z,Rd = 24003.65 daN*m
	Vz,T,Rd = 91017.65 daN		
			Tt,Ed = -0.45 daN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

$$L_y = 12.00 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_y = 1.12$$

$$L_z = 12.00 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_z = 1.24$$

$$\text{Lcr},y = 16.39 \text{ m}$$

$$X_y = 0.58$$

$$\text{Lcr},z = 7.90 \text{ m}$$

$$X_z = 0.46$$

$$\text{Lamy} = 97.37$$

$$k_{yy} = 0.75$$

$$\text{Lamz} = 107.60$$

$$k_{yz} = 0.63$$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\sigma_{y,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\sigma_{z,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y,Ed} = 97.37 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z,Ed} = 107.60 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{,Ed}/(X_y \cdot N_{,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.62 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z \cdot N_{,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.39 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!

IX.4 Vérification de la traverse (ferme) :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 11 FERME_11

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 18.25 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 G + 1.5 W 1*1.00+5*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27.50 \text{ daN/mm}^2$

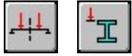


PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 450

h=45.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=19.0 cm	Ay=63.21 cm ²	Az=50.84 cm ²	Ax=98.82 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=33742.90 cm ⁴	Iz=1675.86 cm ⁴	Ix=67.18 cm ⁴
tf=1.5 cm	Wply=1701.79 cm ³	Wplz=276.38 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 3906.94 daN	My,Ed = -3458.06 daN*m	Mz,Ed = 70.76 daN*m	Vy,Ed = 67.78 daN
Nc,Rd = 271755.00 daN	My,Ed,max = -3458.06 daN*m		Mz,Ed,max = -386.89 daN*m
	Vy,T,Rd = 75251.55 daN		
Nb,Rd = 271755.00 daN	My,c,Rd = 46799.23 daN*m		Mz,c,Rd = 7600.45 daN*m
	Vz,Ed = -3680.91 daN		
	MN,y,Rd = 46799.23 daN*m		MN,z,Rd = 7600.45 daN*m
	Vz,T,Rd = 68408.93 daN		
	Mb,Rd = 46799.23 daN*m		Tt,Ed = 399.82 daN*m
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.00$ $M_{cr} = 79532645.55 \text{ daN}\cdot\text{m Courbe,LT} -$ $XLT = 1.00$
 $L_{cr,low} = 0.10 \text{ m}$ $Lam_{LT} = 0.02$ $f_{i,LT} = 0.46$ $XLT_{mod} = 1.00$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

 $k_{yy} = 1.00$ $k_{zz} = 1.00$ **FORMULES DE VERIFICATION:****Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\tau_{xy}/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.55 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\tau_{xz}/(\sqrt{3})\cdot gM0) = 0.35 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.14 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.14 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!**IX.5 Vérification du poteau de plancher :****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME:** *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.***TYPE D'ANALYSE:** Vérification des pièces**FAMILLE:**

PIECE: 4 Poteau 4_4

POINT: 7

COORDONNEE: $x = 0.17 L = 1.00 \text{ m}$ **CHARGEMENTS:**

Cas de charge décisif: 8 G + 1.5 W 1*1.00+5*1.50

MATERIAU:S 275 (S 275) $f_y = 27.50 \text{ daN/mm}^2$ **PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 200**

$h=19.0 \text{ cm}$	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=20.0 \text{ cm}$	$A_y=45.12 \text{ cm}^2$	$A_z=18.08 \text{ cm}^2$	$A_x=53.83 \text{ cm}^2$
$tw=0.7 \text{ cm}$	$I_y=3692.16 \text{ cm}^4$	$I_z=1335.51 \text{ cm}^4$	$I_x=21.09 \text{ cm}^4$
$tf=1.0 \text{ cm}$	$W_{ply}=429.48 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=203.82 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{,Ed} = 8129.01 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = 32.70 \text{ daN*m}$	$M_{z,Ed} = -14.79 \text{ daN*m}$	$V_{y,Ed} = -4.03 \text{ daN}$
$N_{c,Rd} = 148032.50 \text{ daN}$	$M_{y,Ed,max} = 103.97 \text{ daN*m}$		$M_{z,Ed,max} = 125.08 \text{ daN*m}$
	$V_{y,T,Rd} = 71634.46 \text{ daN}$		
$N_{b,Rd} = 100498.47 \text{ daN}$	$M_{y,c,Rd} = 11810.70 \text{ daN*m}$		$M_{z,c,Rd} = 5605.05 \text{ daN*m}$
	$V_{z,Ed} = 20.96 \text{ daN}$		
	$MN_{,y,Rd} = 11810.70 \text{ daN*m}$		$MN_{,z,Rd} = 5605.05 \text{ daN*m}$
	$V_{z,T,Rd} = 28705.03 \text{ daN}$		
			$T_{t,Ed} = -0.04 \text{ daN*m}$
			Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

$L_y = 6.00 \text{ m}$	$Lam_y = 0.87$	$L_z = 6.00 \text{ m}$	$Lam_z = 0.73$
$L_{cr,y} = 6.27 \text{ m}$	$X_y = 0.68$	$L_{cr,z} = 3.16 \text{ m}$	$X_z = 0.71$
$L_{amy} = 75.74$	$k_{yy} = 0.83$	$L_{amz} = 63.38$	$k_{yz} = 0.52$

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\lambda_{y} = 75.74 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 63.38 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.10 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.10 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

IX.6 Vérification du potelet :**CALCUL DES STRUCTURES ACIER**

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 21 Poteau 21_21

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 7.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 G + 1.5 W 1*1.00+5*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27.50 \text{ daN/mm}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 300

h=30.0 cm

g_{M0}=1.00

g_{M1}=1.00

b=15.0 cm	Ay=36.16 cm ²	Az=25.68 cm ²	Ax=53.81 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=8356.11 cm ⁴	Iz=603.78 cm ⁴	Ix=20.21 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=628.36 cm ³	Wplz=125.22 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 7838.20 daN	My,Ed = -4219.26 daN*m	Mz,Ed = 101.13 daN*m	Vy,Ed = -110.71 daN
Nc,Rd = 147977.50 daN	My,Ed,max = -4219.26 daN*m	Mz,Ed,max = 101.13 daN*m	
	Vy,T,Rd = 57343.74 daN		
Nb,Rd = 121796.91 daN	My,c,Rd = 17279.90 daN*m	Mz,c,Rd = 3443.55 daN*m	
	Vz,Ed = -834.47 daN		
	MN,y,Rd = 17279.90 daN*m	MN,z,Rd = 3443.55 daN*m	
	Vz,T,Rd = 40740.42 daN		
		Tt,Ed = -0.87 daN*m	
		Classe de la section = 1	

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

Ly = 7.00 m	Lam_y = 0.75	Lz = 7.00 m	Lam_z = 0.34
Lcr,y = 8.11 m	Xy = 0.82	Lcr,z = 1.00 m	Xz = 0.95
Lamy = 65.10	kyy = 0.73	Lamz = 29.85	kzy = 0.53

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 65.10 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 29.85 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.26 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.17 < 1.00$$

(6.3.3.(4))

Profil correct !!!

IX.7 Vérification de poteau de centre :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 133 Poteau 2_133

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 15.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 G + 1.5 W 1*1.00+5*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27.50 \text{ daN/mm}^2$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 320

h=31.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=104.12 cm ²	Az=41.14 cm ²	Ax=124.37 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=22928.60 cm ⁴	Iz=6985.24 cm ⁴	Ix=108.43 cm ⁴
tf=1.6 cm	Wply=1628.09 cm ³	Wplz=709.74 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 46460.80 daN	M _{y,Ed} = -2846.39 daN*m	M _{z,Ed} = 143.53 daN*m	V _{y,Ed} = -33.40 daN
N _{c,Rd} = 342017.50 daN	M _{y,Ed,max} = -6594.06 daN*m	M _{z,Ed,max} = 188.83 daN*m	V _{y,T,Rd} = 165310.28 daN

Nb,Rd = 139049.50 daN	My,c,Rd = 44772.48 daN*m Vz,Ed = -774.26 daN	Mz,c,Rd = 19517.85 daN*m
	MN,y,Rd = 44274.09 daN*m Vz,T,Rd = 65310.03 daN	MN,z,Rd = 19517.85 daN*m
	Mb,Rd = 29275.46 daN*m	Tt,Ed = 0.04 daN*m
		Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 0.00	Mcr = 34323.11 daN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.61
Lcr,low=15.00 m	Lam_LT = 1.14	fi,LT = 1.21	XLT,mod = 0.65

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

Ly = 15.00 m	Lam_y = 1.34	Lz = 15.00 m	Lam_z = 1.19
Lcr,y = 15.83 m	Xy = 0.41	Lcr,z = 7.77 m	Xz = 0.44
Lamy = 116.62	kyy = 1.14	Lamz = 103.67	kyz = 0.57

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.14 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 116.62 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 103.67 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.23 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.60 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.48 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

IX.8 Vérification de la poutre maitresse :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 189 Poutre_189

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 G + 1.5 W 1*1.00+5*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 27.50 \text{ daN/mm}^2$



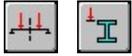
PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

h=40.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=18.0 cm	Ay=55.99 cm ²	Az=42.69 cm ²	Ax=84.46 cm ²
tw=0.9 cm	Iy=23128.40 cm ⁴	Iz=1317.82 cm ⁴	Ix=51.33 cm ⁴
tf=1.4 cm	Wply=1307.15 cm ³	Wplz=229.00 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -4366.50 daN	My,Ed = -5222.81 daN*m	Mz,Ed = -18.13 daN*m	Vy,Ed = -54.60 daN
Nt,Rd = 232265.00 daN	My,pl,Rd = 35946.63 daN*m		Mz,pl,Rd = 6297.50 daN*m
	Vy,T,Rd = 88894.43 daN		
	My,c,Rd = 35946.63 daN*m		Mz,c,Rd = 6297.50 daN*m
	Vz,Ed = 1132.33 daN		
	MN,y,Rd = 35946.63 daN*m		MN,z,Rd = 6297.50 daN*m
	Vz,T,Rd = 67777.19 daN		
	Mb,Rd = 26727.59 daN*m		Tt,Ed = 0.14 daN*m

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

$z = 1.00$	$M_{cr} = 49650.80 \text{ daN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT -	$X_{LT} = 0.71$
$L_{cr,low} = 6.00 \text{ m}$	$\lambda_{m_LT} = 0.85$	$f_{i,LT} = 0.96$	$X_{LT,mod} = 0.74$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{y,Ed}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^1 = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\sigma_{y,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\sigma_{z,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.20 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!**IX.9 Conclusion :**

Les portiques sont des systèmes structuraux à nœuds rigides et donc, capables de résister aux charges verticales et horizontales agissant dans leur plan. Les charges provoquent des efforts de flexion (M), Efforts normaux (N), et efforts tranchants (V). Le dimensionnement des profilés est basé sur la méthode de dimensionnement par famille, cette méthode permet de dimensionner les portiques en prenant en compte l'élément le plus sollicité dans la structure.

CALCUL DES ASSEMBLAGES

Chapitre X : Etude des assemblages

X.1. Introduction :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes et généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration, etc....) entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage).
- Soit concourantes (attaches poutre / poteau, travers...).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

X.2 Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés.
- Les assemblages boulonnés.
- Les assemblages rivetés.

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et / ou adhérence

X.3 Calcul d'assemblage poteau de rive – traverse (ferme) :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	 Ratio 0,06
---	--	---

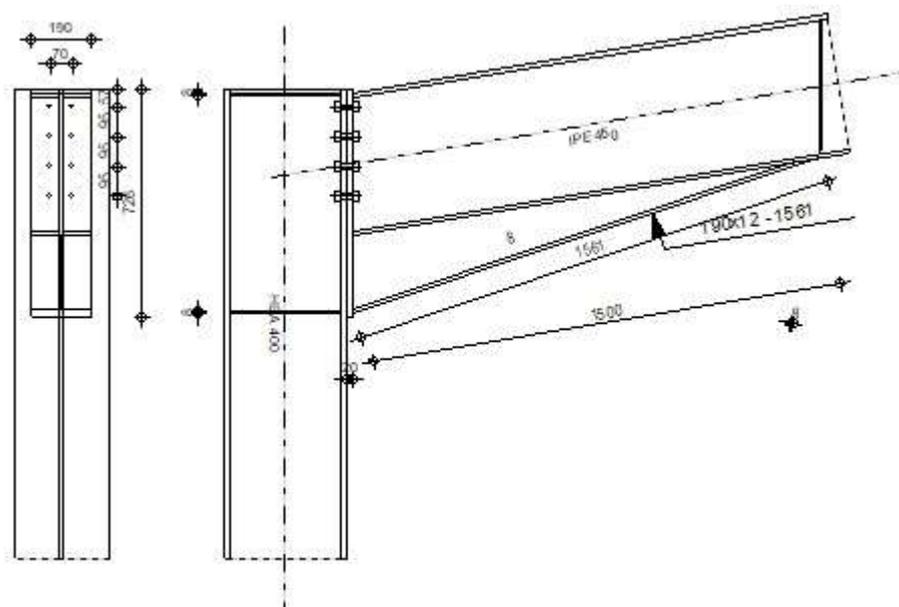


Fig X.1 : Représentation de l'assemblage Poteau de rive – travers (ferme).

Général

Assemblage N°:	6
Nom de l'assemblage :	Angle de portique
Noeud de la structure:	2
Barres de la structure:	1, 11

Géométrie

Poteau

Profilé:	HEA 400		
Barre N°:	1		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	390	[mm]	Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	158,98	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	45069,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 275		
$f_{yc} =$	27,50	[daN/mm ²]	Résistance

Poutre

Profilé:	IPE 450		
Barre N°:	11		
$\alpha =$	9,5	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	450	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	190	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	98,82	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	33742,90	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275		
$f_{yb} =$	27,50	[daN/mm ²]	Résistance

Boulons

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

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	11304,00	[daN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	57	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 70$ [mm]

Entraxe $p_i = 95;95;95$ [mm]

Platine

$h_p = 726$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 190$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: S 235

$f_{yp} = 23,50$ [daN/mm²] Résistance

Jarret inférieur

$w_d = 190$ [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 250$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 1500$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha = 18,6$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: S 235

$f_{ybu} = 23,50$ [daN/mm²] Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 235

$f_{ysu} = 23,50$ [daN/mm²] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 352$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 145$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: S 235

$f_{ysu} = 23,50$ [daN/mm²] Résistance

Soudures d'angle

$a_w = 7$ [mm] Soudure âme

$a_f =$	11 [mm]	Soudure semelle
$a_s =$	7 [mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5 [mm]	Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	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: 8: G + 1.5 W 1*1.00+5*1.50

$M_{b1,Ed} = 1495,96$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 2857,87$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -143,33$ [daN] Effort axial dans la poutre droite

$M_{c1,Ed} = -1502,24$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur

$V_{c1,Ed} = -561,64$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur

$N_{c1,Ed} = -2453,45$ [daN] Effort axial dans le poteau inférieur

Résultats

Résistances de la poutre

COMPRESSION

$A_b = 98,82$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 271755,00$ [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 70,84$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$$V_{cb,Rd} = 112480,59 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$$W_{plb} = 1701,79 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{b,pl,Rd} = 46799,23 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$W_{pl} = 2490,70 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur plastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 68494,34 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 68494,34 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_r = 692 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_r$$

$$F_{c,fb,Rd} = 98912,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$\beta = 9,5 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle entre la platine d'about et la poutre}$$

$$\gamma = 18,6 \text{ [Deg]} \quad \text{Angle d'inclinaison du renfort}$$

$$b_{eff,c,wb} = 285 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$A_{vb} = 50,84 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,86 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad \text{[6.2.6.2.(1)]}$$

$$\sigma_{com,Ed} = 0,85 \text{ [daN/mm}^2\text{]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad \text{[6.2.6.2.(2)]}$$

$$A_s = 14,45 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} + A_s f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd1} = 582690,00 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wb} = 379 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 1,18 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,70 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 6,73 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{\text{eff},c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1} + A_s \chi f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$$F_{c,wb,Rd2} = 470624,08 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \cdot \gamma_{M0})$$

$$F_{c,wb,Rd3} = 78375,00 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance de l'aile du renfort} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$$F_{c,wb,Rd,low} = 78375,00 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance de l'âme de la poutre} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = 1495,96 \quad [\text{daN} \cdot \text{m}] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad [5.3.(3)]$$

$$M_{b2,Ed} = 0,00 \quad [\text{daN} \cdot \text{m}] \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c1,Ed} = -561,64 \quad [\text{daN}] \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$V_{c2,Ed} = 0,00 \quad [\text{daN}] \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad [5.3.(3)]$$

$$z = 606 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = 2750,30 \quad [\text{daN}] \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad [5.3.(3)]$$

$$A_{vs} = 57,33 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 57,33 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$d_s =$	698 [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	744,56 [daN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	112,80 [daN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	112,80 [daN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} =$	84377,14 [daN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq$	1,0	0,03 < 1,00	vérifié (0,03)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	11 [mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	314 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	57,33 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,82	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	0,65 [daN/mm ²]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	19,62 [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} =$	124353,08 [daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	298 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,94	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,84	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	3,38	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} =$	111760,42 [daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$			
$F_{c,wc,Rd} =$	111760,42 [daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 11 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{\text{eff},c,wc} = 316 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 57,33 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\omega = 0,82 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{\text{com,Ed}} = 0,65 \text{ [daN/mm}^2\text{]} \quad \text{Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 19,62 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.4]}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 124715,26 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 298 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,94 \quad \text{Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,84 \quad \text{Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 3,38 \quad \text{Elancement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$\chi_s = 1,00 \quad \text{Coefficient de flambement du raidisseur} \quad \text{EN1993-1-1:[6.3.1.2]}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 111900,73 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 111900,73 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	8	-	115	-	95	50	63	50	63	120	23	23	23
2	8	-	115	-	95	50	175	50	175	190	95	95	95
3	8	-	115	-	95	50	175	50	175	190	95	95	95
4	8	-	115	-	95	50	63	50	63	120	23	23	23

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	22	-	60	-	95	141	179	141	179	165	144	144	144
2	22	-	60	-	95	141	165	141	165	190	95	95	95
3	22	-	60	-	95	141	165	141	165	190	95	95	95
4	22	-	60	-	95	141	165	141	165	165	130	130	130

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la compression

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} / 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 156750,00 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Résistance de l'assemblage à la flexion

$$F_{t,Rd} = 11304,00 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 26057,63 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	14927,49	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 14927,49$	14927,49	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 36350,33$	36350,33	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 84377,14$	84377,14	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 111760,42$	111760,42	Ame du poteau - compression

$F_{c,fb,Rd} = 98912,00$	98912,00	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 78375,00$	78375,00	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

$F_{t2,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t2,Rd,comp}$	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	14927,49	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 14927,49$	14927,49	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 36350,33$	36350,33	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 84377,14 - 14927,49$	69449,65	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 111760,42 - 14927,49$	96832,93	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 98912,00 - 14927,49$	83984,51	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 78375,00 - 14927,49$	63447,51	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 14927,49$	30288,51	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 34568,85 - 14927,49$	19641,36	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 14927,49$	30288,51	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 61854,51 - 14927,49$	46927,02	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 12756,73 \text{ [daN]} \text{ Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

$F_{t3,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t3,Rd,comp}$	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	14927,49	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction

$F_{t,wc,Rd(3)} = 14927,49$	14927,49	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 36350,33$	36350,33	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^2 F_{i,Rd} = 84377,14 - 27684,22$	56692,92	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 111760,42 - 27684,22$	84076,21	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 98912,00 - 27684,22$	71227,78	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^2 F_{ij,Rd} = 78375,00 - 27684,22$	50690,78	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 12756,73$	32459,27	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 53072,83 - 12756,73$	40316,11	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 67824,00 - 27684,22$	40139,78	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 58408,76 - 27684,22$	30724,54	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 42853,77 - 12756,73$	30097,04	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{ij,Rd} = 49115,00 - 12756,73$	36358,27	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 67824,00 - 27684,22$	40139,78	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{ij,Rd} = 86412,01 - 27684,22$	58727,79	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 10585,97 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 10585,97 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

$F_{t4,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t4,Rd,comp}$	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	14927,49	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction

$F_{t,wc,Rd(4)} = 14927,49$	14927,49	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 36350,33$	36350,33	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^3 F_{ti,Rd} = 84377,14 - 38270,18$	46106,95	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 111760,42 - 38270,18$	73490,24	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 98912,00 - 38270,18$	60641,82	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^3 F_{tj,Rd} = 78375,00 - 38270,18$	40104,82	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 45216,00 - 10585,97$	34630,03	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 34568,85 - 10585,97$	23982,88	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 67824,00 - 23342,69$	44481,31	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 58408,76 - 23342,69$	35066,07	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 90432,00 - 38270,18$	52161,82	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 63445,06 - 38270,18$	25174,87	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 45216,00 - 10585,97$	34630,03	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum 3^3 F_{tj,Rd} = 58100,67 - 10585,97$	47514,70	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 67525,07 - 23342,69$	44182,38	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 82658,17 - 23342,69$	59315,48	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 90432,00 - 38270,18$	52161,82	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 119955,18 - 38270,18$	81684,99	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$

$F_{t4,Rd} = 8415,20$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$

$F_{t4,Rd} = 8415,20$ [daN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	653	14927,49	22608,00	14927,49	22608,00	36350,33	22608,00	52115,25
2	558	12756,73	22608,00	14927,49	22608,00	36350,33	22608,00	52115,25
3	463	10585,97	22608,00	14927,49	22608,00	36350,33	22608,00	52115,25
4	368	8415,20	22608,00	14927,49	22608,00	36350,33	22608,00	52115,25

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 24876,99 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,06 < 1,00 \text{ vérifié} \quad (0,06)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,99 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 9515,26 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 11304,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 23040,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 23040,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	22608,00	-35,83	14927,49	897,65	861,82	18512,34
2	22608,00	-35,83	12756,73	767,11	731,28	18590,82
3	22608,00	-35,83	10585,97	636,58	600,74	18669,31
4	22608,00	-35,83	8415,20	506,04	470,21	18747,80

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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 74520,27 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,04 < 1,00$	vérifié	(0,04)
---------------------------------	---------------	---------	--------

Résistance des soudures

$$A_w = 154,44 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wy} = 67,45 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$A_{wz} = 86,99 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad \text{[4.5.3.2(2)]}$$

$$I_{wy} = 72120,00 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} = 0,54 \text{ [daN/mm}^2\text{]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad \text{[4.5.3.2(6)]}$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 0,51 \text{ [daN/mm}^2\text{]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\tau_{II} = 0,33 \text{ [daN/mm}^2\text{]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad \text{[4.5.3.2(5)]}$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad \text{[4.5.3.2(7)]}$$

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_w / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$1,07 < 36,00$	vérifié	(0,03)
---	----------------	---------	--------

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_w / (\beta_w * \gamma_{M2})$	$1,17 < 36,00$	vérifié	(0,03)
---	----------------	---------	--------

$\sigma_{\perp} \leq 0,9 * f_w / \gamma_{M2}$	$0,54 < 25,92$	vérifié	(0,02)
---	----------------	---------	--------

Rigidité de l'assemblage

$$t_{wash} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

$$h_{head} = 12 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad \text{[6.2.6.3.(2)]}$$

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)]
$L_b =$	61	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	4	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	13,20	696,07
1	653	1	288	90	0	2,91	190,29
2	558	1	621	61	1	4,72	263,73
3	463	1	621	61	1	3,92	181,61
4	368	1	288	83	0	1,64	60,45

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 527 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 3 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 57,33 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 527 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_j (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 9102790,30 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 9102790,30 \text{ [daN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,\text{rig}} = 3106487,21$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,\text{pin}} = 194155,45$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,\text{ini}} \geq S_{j,\text{rig}}$ RIGIDE

Composant le plus faible:

AME DU POTEAU EN TRACTION

Remarques

Pince du boulon trop grande.

385 [mm] > 120 [mm]

Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre

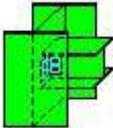
8 [mm] < 9 [mm]

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre

12 [mm] < 15 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,06

X.4 Calcul d'assemblage poteau de rive - poutre secondaire :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calcul de l'assemblage poutre-poteau (âme) NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	

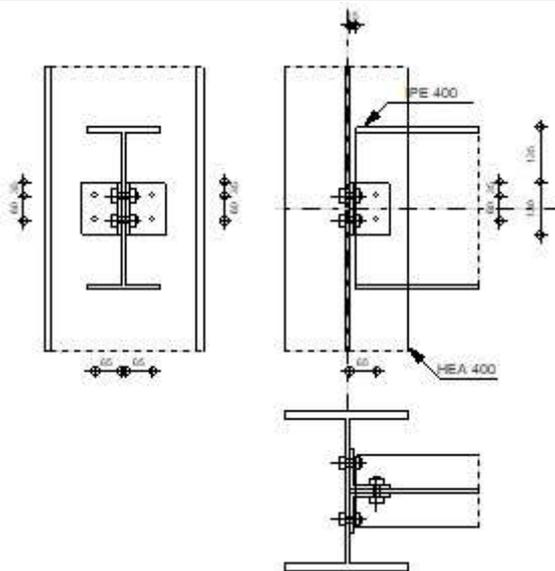


Fig X.2 : Représentation de l'assemblage Poteau de rive – poutre secondaire.

Général

Assemblage N°: 7
 Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)
 Noeud de la structure: 15
 Barres de la structure: 1, 313

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 400
 Barre N°: 1
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 390$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 11$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	158,98	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	45069,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 275		
$f_{yc} =$	27,50	[daN/mm ²]	Résistance de calcul
$f_{uc} =$	43,00	[daN/mm ²]	Résistance à la traction

Poutre

Profilé:	IPE 400		
Barre N°:	313		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	400	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b =$	180	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	84,46	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	23128,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275		
$f_{yb} =$	27,50	[daN/mm ²]	Résistance de calcul
$f_{ub} =$	43,00	[daN/mm ²]	Résistance à la traction

Cornière

Profilé:	CAE 100x10		
$h_k =$	100	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	100	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	12	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	130	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	S 275		

$f_{yk} = 27,50$ [daN/mm²] Résistance de calcul

$f_{uk} = 43,00$ [daN/mm²] Résistance à la traction

Boulons

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

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

Classe = 4.8 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon

$f_{ub} = 40,00$ [daN/mm²] Résistance à la traction

$k = 1$ Nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ Nombre de rangées des boulons

$e_1 = 35$ [mm] Niveau du premier boulon

$p_1 = 60$ [mm] Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

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

Classe = 4.8 Classe du boulon

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 18$ [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon

$f_{ub} = 40,00$ [daN/mm²] Résistance à la traction

$k = 1$ Nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ Nombre de rangées des boulons

$e_1 = 35$ [mm] Niveau du premier boulon

$p_1 = 60$ [mm] Entraxe

Coefficients de matériau

$$\gamma_{M0} = 1,00 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel} \quad [2.2]$$

Efforts

Cas: 8: G + 1.5 W 1*1.00+5*1.50

$N_{b,Ed} = 443,57$ [daN] Effort axial

$V_{b,Ed} = 38,42$ [daN] Effort tranchant

$M_{b,Ed} = 102,46$ [daN*m] Moment fléchissant

Résultats

Boulons assemblant le poteau à la cornière

RESISTANCE DES BOULONS

$$F_{v,Rd} = 3860,39 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon} \quad F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd} = 4521,60 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad F_{t,Rd} = 0.9 * f_u * A_s / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,93 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,93 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 14080,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,86 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,86 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 13033,78 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2x} = 8918,52$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2z} = 8918,52$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE
cisaillement des boulons

$e = 69$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 1,33$ [daN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$

$F_{Vz} = 9,61$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = 0.5 * |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 22,19$ [daN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum z_i^2$

$F_{x,Ed} = 22,19$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 9,61$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 24,18$ [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 8918,52$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 8918,52$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|22,19| < 3860,39$ vérifié (0,00)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|9,61| < 3860,39$ vérifié (0,00)

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ $24,18 < 3860,39$ vérifié (0,01)

Traction des boulons

$e = 71$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

$M_{0t} = 52,59$ [daN*m] Moment fléchissant réel $M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$

$F_{t,Ed} = 987,33$ [daN] Effort de traction dans le boulon extrême $F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $987,33 < 4521,60$ vérifié (0,22)

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

$F_{v,Ed} = 24,18$ [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$ $0,16 < 1,00$ vérifié (0,16)

Boulons assemblant la cornière à la poutre**RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 7720,78$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1 / d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1 / d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 0,93$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,93 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 10957,04$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 0,86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1z} = 10190,04$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2x} = \frac{17837,0}{4}$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2z} = 17837,04$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 71$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme du poteau

$M_0 = 105,17$ [daN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$

$F_{Nx} = 221,79$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{Nx} = |N_{b,Ed}| / n$

$F_{Vz} = 19,21$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 1752,87$ [daN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$

$F_{Mz} = 0,00$ [daN] Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z $F_{Mz} = |M_0| * x_i / \sum(x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,Ed} = 1974,65$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 19,21$ [daN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 1974,75$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} = 10957,04$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 10190,04$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 1974,65 < 10957,04$	vérifié (0,18)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 19,21 < 10190,04$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$1974,75 < 7720,78$	vérifié (0,26)

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort axial)

CORNIERE

$A_{nt} = 4,20$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction
$A_{nv} = 5,20$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction
$V_{effRd} = 22704,11$ [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 221,79 < 22704,11$ vérifié (0,01)

POUTRE

$A_{nt} = 3,61$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction
$A_{nv} = 7,05$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction
$V_{effRd} = 23621,83$ [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 443,57 < 23621,83$ vérifié (0,02)

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc (effort transversal)

CORNIERE

$A_{nt} = 2,60$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction
$A_{nv} = 6,80$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction
$V_{effRd} = 15268,45$ [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 * V_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 19,21 < 15268,45$ vérifié (0,00)

POUTRE

$A_{nt} = 3,53$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction
$A_{nv} = 17,46$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction
$V_{effRd} = 33783,02$ [daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |38,42| < 33783,02 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Vérification de la résistance de la section de la cornière affaiblie par les trous

$$A_t = 7,09 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 5,29 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0,9 * (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0,67 < 0,80$$

$$W_{net} = 27,22 \quad [\text{cm}^3] \quad \text{Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 748,49 \quad [\text{daN} * \text{m}] \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |52,59| < 748,49 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

$$A_v = 13,00 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section efficace en cisaillement} \quad A_v = I_a * t_{fa}$$

$$A_{v,net} = 9,40 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section efficace nette en cisaillement} \quad A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 20640,27 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} \quad V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$$

$$|0,5 * V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |19,21| < 20640,27 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Vérification de la résistance de la section de la poutre affaiblie par les trous

$$A_t = 22,04 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 18,94 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0,9 * (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0,77 < 0,80$$

$$W_{net} = 210,98 \quad [\text{cm}^3] \quad \text{Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 5801,96 \quad [\text{daN} * \text{m}] \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |105,17| < 5801,96 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

$$A_v = 34,40 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section efficace en cisaillement}$$

$$A_{v,net} = 31,30 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section efficace nette en cisaillement} \quad A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 54617,34 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance plastique de calcul pour le cisaillement} \quad V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$$

$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |38,42| < 54617,34 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,26

X.5 Calcul d'assemblage poteau de rive - poutre maitresse :

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018</p> <p>Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau</p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	<p style="text-align: center;">OK</p> <p>Ratio 0,06</p>
---	---	---

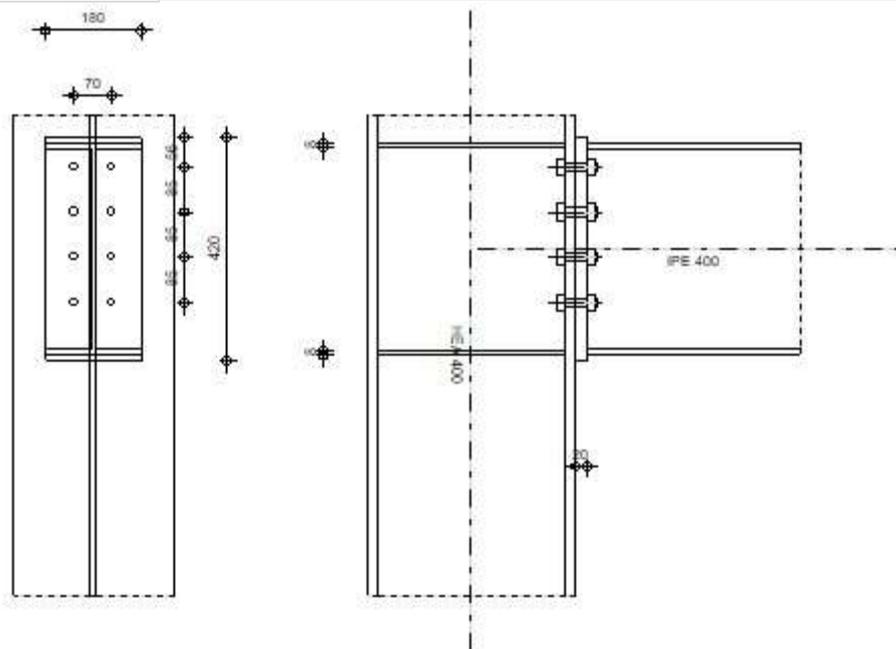


Fig X.3 : Représentation de l'assemblage Poteau de rive – poutre maitresse.

Général

Assemblage N°: 5

Nom de l'assemblage : Poutre - poteau

Noeud de la structure: 15

Barres de la structure: 1, 12

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 400

Barre N°: 1

$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	390	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	158,98	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	45069,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 275		
$f_{yc} =$	27,50	[daN/mm ²]	Résistance

Poutre

Profilé: IPE 400

Barre N°: 12

$\alpha =$	-0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	400	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	180	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	84,46	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	23128,40	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275		
$f_{yb} =$	27,50	[daN/mm ²]	Résistance

Boulons

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

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	11304,00	[daN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	56	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70;70	[mm]	
Entraxe $p_i =$	85;85;85	[mm]	

Platine

$h_p =$	420	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	180	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Épaisseur de la platine
Matériau:	S 235		
$f_{yp} =$	23,50	[daN/mm ²]	Résistance

Raidisseur poteau**Supérieur**

$h_{su} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Épaisseur du raidisseur

Matériau: S 235

$f_{ysu} =$	23,50	[daN/mm ²]	Résistance
-------------	-------	------------------------	------------

Inférieur

$h_{sd} =$	352	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	145	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Épaisseur du raidisseur

Matériau: S 235

$f_{ysu} =$	23,50	[daN/mm ²]	Résistance
-------------	-------	------------------------	------------

Soudures d'angle

$a_w =$	7	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	10	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	7	[mm]	Soudure du raidisseur

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	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: 8: G + 1.5 W 1*1.00+5*1.50

$M_{b1,Ed} =$	-623,55	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	-151,96	[daN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	202,36	[daN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	9,73	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	-4,86	[daN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-2146,61	[daN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	-624,25	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	70,51	[daN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	-2445,59	[daN]	Effort axial dans le poteau supérieur

Résultats

Résistances de la poutre

TRACTION

$A_b =$	84,46	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.3]
$N_{tb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{tb,Rd} =$	232265,00	[daN]	Résistance de calcul de la section à la traction	EN1993-1-1:[6.2.3]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 42,69$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$

$V_{cb,Rd} = 67781,07$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0,00 < 1,00 **vérifié** (0,00)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 1307,15$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{b,pl,Rd} = 35946,63$ [daN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 1307,15$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$

$M_{cb,Rd} = 35946,63$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 35946,63$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 387$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$

$F_{c,fb,Rd} = 93005,50$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

Résistances du poteau**PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT**

$M_{b1,Ed} = -623,55$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = -4,86$ [daN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = 70,51$ [daN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z = 251$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$

$V_{wp,Ed} = -2444,08$ [daN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} = 57,33$ [cm²] Aire de cisaillement de l'âme du poteau EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$A_{vc} =$	57,33	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	392	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	744,56	[daN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	112,80	[daN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	112,80	[daN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0,9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$				
$V_{wp,Rd} =$	86295,54	[daN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0,03 < 1,00	vérifié	(0,03)
----------------------------------	-------------	---------	--------

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	11	[mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	288	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	57,33	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	0,85		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	0,36	[daN/mm ²]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	19,62	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$				
$F_{c,wc,Rd1} =$	119743,72	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	298	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	0,90		Élancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	0,87		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	3,38		Élancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s =$	1,00		Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$				
$F_{c,wc,Rd2} =$	109860,78	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1} , F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 109860,78 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	8	-	115	-	85	50	63	50	63	110	18	18	18
2	8	-	115	-	85	50	175	50	175	170	85	85	85
3	8	-	115	-	85	50	175	50	175	170	85	85	85
4	8	-	115	-	85	50	63	50	63	110	18	18	18

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	23	-	55	-	85	143	159	143	159	157	121	121	121
2	23	-	55	-	85	143	160	143	160	170	85	85	85
3	23	-	55	-	85	143	160	143	160	170	85	85	85
4	23	-	55	-	85	143	160	143	160	157	122	122	122

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

$l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

$l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1

$l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la traction

$F_{t,Rd} = 11304,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 26057,63$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{tb,Rd} , n_v n_h F_{t,Rd} , n_v n_h B_{p,Rd})$$

$N_{j,Rd} = 90432,00$ [daN] Résistance de l'assemblage à la traction [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,00 < 1,00$ vérifié (0,00)

Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd} = 11304,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 26057,63$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	14927,49	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 14927,49$	14927,49	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 33851,07$	33851,07	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 86295,54$	86295,54	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 109860,78$	109860,78	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 93005,50$	93005,50	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	14927,49	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 14927,49$	14927,49	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 33851,07$	33851,07	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 86295,54 - 14927,49$	71368,05	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 109860,78 - 14927,49$	94933,29	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 93005,50 - 14927,49$	78078,01	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 45216,00 - 14927,49$	30288,51	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 30402,43 - 14927,49$	15474,94	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 44031,49 - 14927,49$	29104,00	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 48775,63 - 14927,49$	33848,14	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	14927,49	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 14927,49$	14927,49	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 33851,07$	33851,07	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum I^2 F_{ti,Rd} = 86295,54 - 29854,98$	56440,56	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum I^2 F_{tj,Rd} = 109860,78 - 29854,98$	80005,80	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum I^2 F_{tj,Rd} = 93005,50 - 29854,98$	63150,52	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 45216,00 - 14927,49$	30288,51	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 48199,60 - 14927,49$	33272,11	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 67824,00 - 29854,98$	37969,02	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 52601,35 - 29854,98$	22746,37	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 40708,45 - 14927,49$	25780,96	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum 2^2 F_{tj,Rd} = 40205,00 - 14927,49$	25277,51	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 64385,71 - 29854,98$	34530,73	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum 2^1 F_{tj,Rd} = 68878,13 - 29854,98$	39023,15	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	12041,33	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 22608,00$	22608,00	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 14927,49$	14927,49	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 33851,07$	33851,07	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum I^3 F_{ti,Rd} = 86295,54 - 44782,47$	41513,07	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum I^3 F_{tj,Rd} = 109860,78 - 44782,47$	65078,31	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum I^3 F_{tj,Rd} = 93005,50 - 44782,47$	48223,03	Aile de la poutre - compression

$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 45216,00 - 14927,49$	30288,51	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 30402,43 - 14927,49$	15474,94	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 67824,00 - 29854,98$	37969,02	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 52601,35 - 29854,98$	22746,37	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 90432,00 - 44782,47$	45649,53	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 56823,80 - 44782,47$	12041,33	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 44141,19 - 14927,49$	29213,70	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 49058,57 - 14927,49$	34131,08	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 64495,41 - 29854,98$	34640,43	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 69161,07 - 29854,98$	39306,09	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 88172,67 - 44782,47$	43390,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 97834,20 - 44782,47$	53051,73	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h_j	$F_{ij,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	294	14927,49	22608,00	14927,49	22608,00	33851,07	22608,00	52115,25
2	209	14927,49	22608,00	14927,49	22608,00	33851,07	22608,00	52115,25
3	124	14927,49	22608,00	14927,49	22608,00	33851,07	22608,00	52115,25
4	39	12041,33	22608,00	14927,49	22608,00	33851,07	22608,00	52115,25

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{ij,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 9814,94 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,06 < 1,00 \quad \text{vérifié (0,06)}$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$\alpha_v =$	0,60	Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$\beta_{Lf} =$	1,00	Coefficient réducteur pour les assemblages longs	[3.8]
$F_{v,Rd} =$	9605,73 [daN]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	11304,00 [daN]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	23040,00 [daN]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	23040,00 [daN]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	22608,00	50,59	14927,49	948,35	998,94	18605,14
2	22608,00	50,59	14927,49	948,35	998,94	18605,14
3	22608,00	50,59	14927,49	948,35	998,94	18605,14
4	22608,00	50,59	12041,33	764,99	815,58	18716,43

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 74531,85 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]}$$

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)
---------------------------------	-------------	---------	--------

Résistance des soudures

$A_w =$	108,22	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	61,88	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	46,34	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	27890,49	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp\max} = \tau_{\perp\max} =$	0,34	[daN/mm ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	0,27	[daN/mm ²]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{II} =$	-0,03	[daN/mm ²]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3*(\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	0,67 < 36,00	vérifié	(0,02)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	0,55 < 36,00	vérifié	(0,02)
$\sigma_{\perp} \leq 0,9*f_u/\gamma_{M2}$	0,34 < 25,92	vérifié	(0,01)

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)]
$L_b =$	61	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	4	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	4,00	81,10
1	294	0	226	74	0	1,05	30,85
2	209	1	621	52	1	1,76	36,78
3	124	1	621	52	1	1,04	12,93
4	39	0	226	75	0	0,14	0,54

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=1}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 203 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 2 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 57,33 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 1,00 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 203 \quad [\text{mm}] \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 11 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \square \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 1439091,17 \quad [\text{daN*m}] \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 1439091,17 \quad [\text{daN*m}] \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 6475952,00 \quad [\text{daN*m}] \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 404747,00 \quad [\text{daN*m}] \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

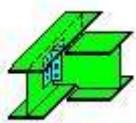
$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \quad \text{SEMI-RIGIDE}$$

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DU POTEAU EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,06
--	-------	------

X.6 Calcul d'assemblage poutre maitresse – solive :

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme) NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	<p style="text-align: center;">OK</p> <p>Ratio 0,00</p>
---	--	---

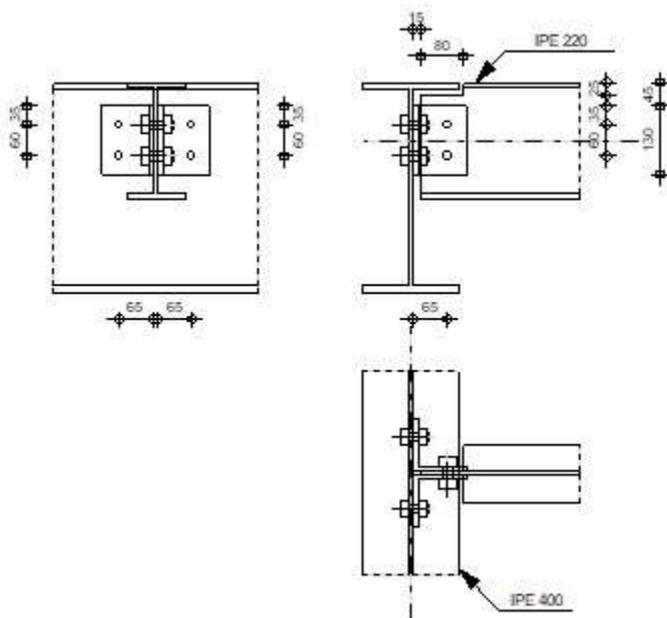


fig X.4 : Représentation de l'assemblage poutre maitresse – solive.

GENERAL

Assemblage N°: 13
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure: 1470
 Barres de la structure: 14, 1389

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 400
 Barre N°: 14
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 400$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{fig} = 180$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale

Profilé:	IPE 400	
$t_{wg} = 9$	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
$t_{fg} = 14$	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
$r_g = 21$	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
$A_p = 84,46$	[cm ²]	Aire de la section de la poutre principale
$I_{yp} = 23128,40$	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section de la poutre principale
Matériau:	S 275	
$f_{yg} = 27,50$	[daN/mm ²]	Résistance de calcul
$f_{ug} = 43,00$	[daN/mm ²]	Résistance à la traction

POUTRE

Profilé:	IPE 220	
Barre N°:	1389	
$\alpha = 0,0$	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b = 220$	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_b = 110$	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} = 6$	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} = 9$	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b = 12$	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b = 33,37$	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} = 2771,84$	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275	
$f_{yb} = 27,50$	[daN/mm ²]	Résistance de calcul
$f_{ub} = 43,00$	[daN/mm ²]	Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 25$	[mm]	Encoche supérieur
$h_2 = 0$	[mm]	Encoche inférieure
$l = 80$	[mm]	Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé:	CAE 100x10		
$h_k =$	100	[mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_k =$	100	[mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_{fk} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_k =$	12	[mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$l_k =$	130	[mm]	Longueur de la cornière
Matériau:	S 275		
$f_{yk} =$	27,50	[daN/mm ²]	Résistance de calcul
$f_{uk} =$	43,00	[daN/mm ²]	Résistance à la traction

BOULONS**BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE**

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

Classe =	4.8		Classe du boulon
$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} =$	40,00	[daN/mm ²]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60	[mm]	Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

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

Classe =	4.8		Classe du boulon
$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,57	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01	[cm ²]	Aire de la section du boulon

$f_{ub} =$	40,00	[daN/mm ²]	Résistance à la traction
$k =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$w =$	2		Nombre de rangées des boulons
$e_1 =$	35	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	60	[mm]	Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas:	8: G + 1.5 W 1*1.00+5*1.50		
$N_{b,Ed} =$	22,16	[daN]	Effort axial
$V_{b,Ed} =$	3,42	[daN]	Effort tranchant
$M_{b,Ed} =$	0,17	[daN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 3860,39$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

$F_{t,Rd} = 4521,60$ [daN] Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9 * f_u * A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ 2,50 > 0,00 **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,93$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0,0$ $0,93 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 11008,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0,0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0,0$ $0,86 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 10190,04$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0,0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0,0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 8918,52$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0,0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0,0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 8918,52$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 68$ [mm] Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 0,12$ [daN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$

$F_{Vz} = 0,85$ [daN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant $F_{Vz} = 0.5 * |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 1,94$ [daN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{Mx} = |M_0| * z_i / \sum z_i^2$

$F_{x,Ed} = 1,94$	[daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 0,85$	[daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 2,12$	[daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 8918,52$	[daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 8918,52$	[daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$ 1,94 < 3860,39$	vérifié (0,00)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$ 0,85 < 3860,39$	vérifié (0,00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		$2,12 < 3860,39$	vérifié (0,00)

Traction des boulons

$e = 69$	[mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale	
$M_{0t} = 0,20$	[daN*m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$
$F_{t,Ed} = 8,94$	[daN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$		$8,94 < 4521,60$	vérifié (0,00)

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

$F_{v,Ed} = 2,12$	[daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$		$0,00 < 1,00$	vérifié (0,00)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE**RESISTANCE DES BOULONS**

$F_{v,Rd} = 7720,78$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,93$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,93 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 7517,04$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 6990,84$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 17837,04$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 17837,04$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE**cisaillement des boulons**

$e = 69$	[mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
$M_0 = 0,41$	[daN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e$	
$F_{Nx} = 11,08$	[daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$	
$F_{Vz} = 1,71$	[daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$	
$F_{Mx} = 6,80$	[daN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$	
$F_{Mz} = 0,00$	[daN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz} = M_0 * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$	
$F_{x,Ed} = 17,88$	[daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$	
$F_{z,Ed} = 1,71$	[daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$	
$F_{Ed} = 17,96$	[daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$	
$F_{Rdx} = 7517,04$	[daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$	
$F_{Rdz} = 6990,84$	[daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$	
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$		$ 17,88 < 7517,04$	vérifié	(0,00)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$		$ 1,71 < 6990,84$	vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$		$17,96 < 7720,78$	vérifié	(0,00)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 4,20$	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 5,20$	[cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 22704,11$	[daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$		

$ 0.5 * N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 11,08 < 22704,11$	vérifié	(0,00)
-----------------------------------	----------------------	---------	--------

POUTRE

$A_{nt} = 2,48$	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 4,84$	[cm ²]	Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 16205,68$	[daN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$		

$ N_{b,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 22,16 < 16205,68$	vérifié	(0,00)
-----------------------------	----------------------	---------	--------

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 2,60$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 6,80$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 15268,45$ [daN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$

$$|0.5*V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |1,71| < 15268,45 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

POUTRE

$A_{nt} = 2,42$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 5,19$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction

$V_{effRd} = 12404,09$ [daN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd}=0.5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |3,42| < 12404,09 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 13,00$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 9,40$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\sigma_{M2})/(f_u*\sigma_{M0}) \quad 0,65 < 0,80$$

$W_{net} = 23,03$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 633,39$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\gamma_{M0}$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,20| < 633,39 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$A_v = 13,00$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = I_a*t_{fa}$

$A_{v,net} = 9,40$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net}=A_v-n_v*d_0$

$V_{pl,Rd} = 20640,27$ [daN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd}=(A_{v,net}*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$

$$|0.5*V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |1,71| < 20640,27 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 11,51$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 9,38$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\sigma_{M2})/(f_u*\sigma_{M0}) \quad 0,73 < 0,80$$

$W_{net} = 35,21$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 968,19$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\gamma_{M0}$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |0,41| < 968,19 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

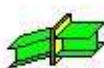
$A_v = 11,51$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement

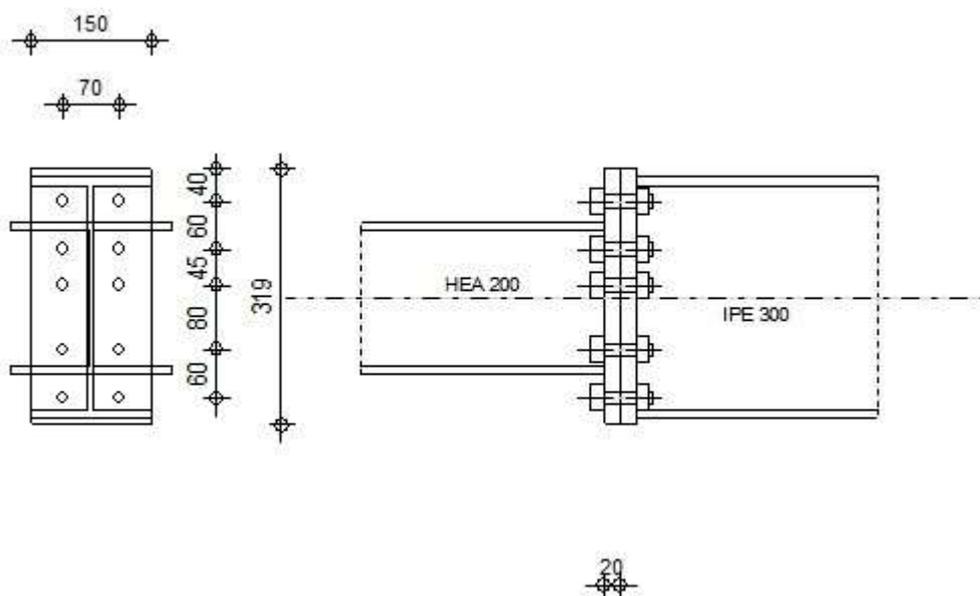
$A_{v,net} = 9,38$	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0$
$V_{pl,Rd} = 18266,64$	[daN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} * f_y) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$		$ 3,42 < 18266,64$	vérifié (0,00)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,17

X.7 Calcul d'assemblage Poteau de plancher – Potelet :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	



l'assemblage Poteau de plancher – potelet .

fig X.5 : Représentation de

GENERAL

Assemblage N°: 12
 Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
 Noeud de la structure: 10
 Barres de la structure: 5, 20

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

Profilé: HEA 200
 Barre N°: 5
 $\alpha = -180,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 190$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fb1} = 200$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb1} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb1} = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_{bl} =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	53,83	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	3692,16	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau:	S 275		
$f_{yb} =$	27,50	[daN/mm ²]	Résistance

DROITE**POUTRE**

Profilé:	IPE 300		
Barre N°:	20		
$\alpha =$	-0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	300	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	150	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	7	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	11	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	15	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	53,81	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	8356,11	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275		
$f_{yb} =$	27,50	[daN/mm ²]	Résistance

BOULONS

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

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	11304,00	[daN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	40	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70	[mm]	
Entraxe $p_i =$	60;45;80;60	[mm]	

PLATINE

$h_{pr} =$	319	[mm]	Hauteur de la platine
$b_{pr} =$	150	[mm]	Largeur de la platine
$t_{pr} =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine

Matériau:	S 235		
$f_{ypr} =$	23,50	[daN/mm ²]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w =$	5	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	8	[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: 8: G + 1.5 W 1*1.00+5*1.50

$M_{b1,Ed} =$	-1282,65	[daN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	-586,49	[daN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-6799,45	[daN]	Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS**RESISTANCES DE LA POUTRE****COMPRESSION**

$A_b =$	53,81	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{cb,Rd} =$	147977,50	[daN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	25,68	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	40772,00	[daN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	0,01 < 1,00	vérifié	(0,01)
----------------------------------	-------------	---------	--------

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	628,36	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	17279,90	[daN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} =$	628,36	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{cb,Rd} =$	17279,90	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} =$	17279,90	[daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f =$	289	[mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$				

$F_{c,fb,Rd} = 59730,04$ [daN]

Résistance de l'aile et de l'âme comprimées

[6.2.6.7.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	26	-	40	-	60	162	206	162	206	141	160	141	160
2	26	-	40	-	70	162	153	153	153	140	70	70	70
3	26	-	40	-	63	162	153	153	153	125	63	63	63
4	26	-	40	-	53	162	153	153	153	105	53	53	53
5	26	-	40	-	60	162	153	153	153	141	107	107	107

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires

- $l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- $l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,ep,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd})$

$N_{j,Rd} = 147977,50$ [daN] Résistance de l'assemblage à la compression [6.2]

$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ 0,05 < 1,00 **vérifié** (0,05)

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$F_{t,Rd} = 11304,00$ [daN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 26057,63$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	22608,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 31642,82$	31642,82	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 59730,04$	59730,04	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	21119,30	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 29906,95$	29906,95	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 59730,04 - 22608,00$	37122,04	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 43727,30 - 22608,00$	21119,30	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 44860,42 - 22608,00$	22252,42	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 17577,48 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	8293,15	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 29906,95$	29906,95	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 59730,04 - 40185,48$	19544,56	Aile de la poutre - compression

$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 35850,67 - 17577,48$	18273,19	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 25870,63 - 17577,48$	8293,15	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum^1 F_{ij,Rd} = 61348,94 - 40185,48$	21163,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum^1 F_{ij,Rd} = 57063,55 - 40185,48$	16878,07	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	10250,63	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 29906,95$	29906,95	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum^1 F_{ij,Rd} = 59730,04 - 48478,63$	11251,41	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum^3 F_{ij,Rd} = 34433,41 - 8293,15$	26140,27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum^3 F_{ij,Rd} = 22453,75 - 8293,15$	14160,60	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 52662,45 - 25870,63$	26791,82	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum^2 F_{ij,Rd} = 36121,25 - 25870,63$	10250,63	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum^1 F_{ij,Rd} = 78160,71 - 48478,63$	29682,09	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum^1 F_{ij,Rd} = 67314,17 - 48478,63$	18835,55	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$

$F_{t4,Rd} = 7097,23 \text{ [daN]}$ Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$

$F_{t4,Rd} = 7097,23 \text{ [daN]}$ Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	4154,19	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 22608,00$	22608,00	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 29906,95$	29906,95	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 52115,25$	52115,25	Boulons au cisaillement/poinçonnement

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{ij,Rd} = 59730,04 - 55575,85$	4154,19	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 38003,79 - 7097,23$	30906,57	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 31061,60 - 7097,23$	23964,37	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 55625,43 - 15390,37$	40235,06	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 43264,72 - 15390,37$	27874,35	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 73854,47 - 32967,85$	40886,61	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 56932,22 - 32967,85$	23964,37	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 99352,73 - 55575,85$	43776,88	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 88125,14 - 55575,85$	32549,29	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$

$F_{t5,Rd} = 2066,71 \text{ [daN]}$ Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t5,Rd} = F_{t2,Rd} h_5/h_2$

$F_{t5,Rd} = 2066,71 \text{ [daN]}$ Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	270	22608,00	-	-	22608,00	31642,82	22608,00	52115,25
2	210	17577,48	-	-	22608,00	29906,95	22608,00	52115,25
3	130	8293,15	-	-	22608,00	29906,95	22608,00	52115,25
4	85	7097,23	-	-	22608,00	29906,95	22608,00	52115,25
5	25	2066,71	-	-	22608,00	29906,95	22608,00	52115,25

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 11508,30 \text{ [daN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,11 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$$\alpha_m = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{\Lambda\phi} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 9635,89 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 11304,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 13440,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 14506,67 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	22608,00	-1359,89	22608,00	2519,76	1159,87	18565,56
2	22608,00	-1359,89	17577,48	1959,09	599,20	18906,95
3	22608,00	-1359,89	8293,15	924,31	-435,58	19271,79
4	22608,00	-1359,89	7097,23	791,02	-568,87	19271,79
5	22608,00	-1359,89	2066,71	230,34	-1129,55	19271,79

$F_{tj,Rd,N}$ – 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 95287,87 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

RÉSISTANCE DES SOUDURES

$$A_w = 66,92 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 42,06 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 24,86 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 10281,23 \text{ [cm}^4\text{]} \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp\mu\alpha\xi} = \tau_{\perp\mu\alpha\xi} = -2,08 \text{ [daN/mm}^2\text{]} \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = -1,81 \text{ [daN/mm}^2\text{]} \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = -0,24 \text{ [daN/mm}^2\text{]} \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp\mu\alpha\xi}^2 + 3*(\tau_{\perp\mu\alpha\xi}^2)]} \delta \phi_w / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 4,15 < 36,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \delta \phi_w / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 3,65 < 36,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

$$\sigma_{\perp} \delta 0.9 * \phi_w / \gamma_{M2} \quad 2,08 < 25,92 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$$t_{wash} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 12 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{nut} = 16 \text{ [mm]} \quad \text{Hauteur de l'écrou du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$L_b = 52 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$k_{10} = 5 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité des boulons} \quad [6.3.2.(1)]$$

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	27,22	547,54

1	270	∞	∞	59	4	11,20	301,95
2	210	∞	∞	29	4	7,62	159,77
3	130	∞	∞	26	4	4,58	59,34
4	85	∞	∞	22	3	2,84	24,06
5	25	∞	∞	45	4	0,98	2,41

$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$

$z_{eq} = 201$ [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$

$k_{eq} = 14$ [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)]

$S_{j,ini} = 11498265,55$ [daN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$\mu = 1,00$ Coefficient de rigidité de l'assemblage [6.3.1.(6)]

$S_j = S_{j,ini} / \mu$ [6.3.1.(4)]

$S_j = 11498265,55$ [daN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité

$S_{j,rig} = 1754783,10$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 109673,94$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

SOUDURES

REMARQUES Le type d'assemblage sélectionné ne peut être réalisé qu'avec les profilés identiques.

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,12

X.8 Calcul d’ancrage poteau de rive :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	 Ratio 0,19
---	---	---

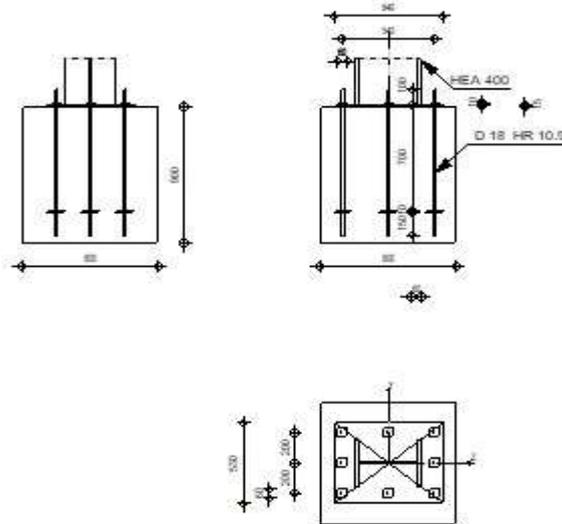


fig X.6 : Représentation de l’ancrage de poteau de rive.

GENERAL

Assemblage N°:	1
Nom de l’assemblage :	Pied de poteau encastré
Noeud de la structure:	300
Barres de la structure:	248

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé:	HEA 400	
Barre N°:	248	
$L_c =$	12,00 [m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0 [Deg]	Angle d’inclinaison
$h_c =$	390 [mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300 [mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	11 [mm]	Epaisseur de l’âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	19 [mm]	Epaisseur de l’aile de la section du poteau
$r_c =$	27 [mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	158,98 [cm ²]	Aire de la section du poteau

$I_{yc} = 45069,40 \text{ [cm}^4\text{]}$ Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 275

$f_{yc} = 27,50 \text{ [daN/mm}^2\text{]}$ Résistance

$f_{uc} = 43,00 \text{ [daN/mm}^2\text{]}$ Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 640 \text{ [mm]}$ Longueur

$b_{pd} = 530 \text{ [mm]}$ Largeur

$t_{pd} = 15 \text{ [mm]}$ Epaisseur

Matériau: S 235

$f_{ypd} = 23,50 \text{ [daN/mm}^2\text{]}$ Résistance

$f_{upd} = 36,00 \text{ [daN/mm}^2\text{]}$ Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

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

Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 90,00 \text{ [daN/mm}^2\text{]}$ Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub} = 120,00 \text{ [daN/mm}^2\text{]}$ Résistance du matériau du boulon à la traction

$d = 18 \text{ [mm]}$ Diamètre du boulon

$A_s = 1,92 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 2,54 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section du boulon

$n_H = 3$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 3$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 270 \text{ [mm]}$

Entraxe $e_{Vi} = 200 \text{ [mm]}$

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 100 \text{ [mm]}$

$L_2 = 700 \text{ [mm]}$

$L_3 = 150 \text{ [mm]}$

Plaque d'ancrage

$l_p = 100 \text{ [mm]}$ Longueur

$b_p = 100 \text{ [mm]}$ Largeur

$t_p = 10 \text{ [mm]}$ Epaisseur

Matériau: S 235

$f_y = 23,50 \text{ [daN/mm}^2\text{]}$ Résistance

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 800$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 800$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe C25/30

$f_{ck} = 2,50$ [daN/mm²] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 0$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$f_{ck,g} = 1,20$ [daN/mm²] Résistance caractéristique à la compression

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 8$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

EFFORTS

Cas: 8: G + 1.5 W 1*1.00+5*1.50

$N_{j,Ed} = -2313,69$ [daN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 144,68$ [daN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = 180,44$ [daN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = -977,16$ [daN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = -61,18$ [daN*m] Moment fléchissant

RESULTATS**ZONE COMPRIMEE****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} = 1,67$ [daN/mm²] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 1,53$ [daN/mm²] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$c = t_p \square (f_{yp}/(3*f_j*\square M_0))$

$c = 34$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 87$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 368$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 320,00$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 2087,16$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

$F_{rd,u} = 136207,70$ [daN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_\varphi * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$

$f_{jd} = 2,84$ [daN/mm²] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 864,29$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 320,00$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 320,00$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$

$F_{c,Rd,n} = 245255,53$ [daN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 90805,13$ [daN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,n} = 864,29$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 90805,13$ [daN] Résistance du béton à la flexion M_z [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 1,00$ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]

$W_{pl,y} = 2561,80$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,y} = 70449,50$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,y} = 371$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$F_{c,fc,Rd,y} = 189890,84$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

$W_{pl,z} = 872,86$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$M_{c,Rd,z} = 24003,65$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_{f,z} = 184$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$F_{c,fc,Rd,z} = 130467,06$ [daN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$N_{j,Rd} = 245255,53$ [daN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$F_{C,Rd,y} = 90805,13$ [daN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$F_{C,Rd,z} = 90805,13$ [daN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 1,92$ [cm²] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]

$f_{ub} = 120,00$ [daN/mm²] Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$\beta = 0,85$ Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]

$$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0,9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd,s1} = 14100,48$ [daN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$f_{yb} = 90,00$ [daN/mm²] Limite de plasticité du matériau du boulon CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$$

$F_{t,Rd,s2} = 14400,00$ [daN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]

$$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$$

$F_{t,Rd,s} = 14100,48$ [daN] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 2,50$ [daN/mm²] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]

$A_h = 97,46$ [cm²] Aire de contact de la plaque d'ancrage CEB [15.1.2.3]

$p_k = 17,50$ [daN/mm²] Résistance caractéristique du béton à l'arrachement CEB [15.1.2.3]

$\gamma_{Mp} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,p} = p_k * A_h / \gamma_{Mp}$$

$F_{t,Rd,p} = 84596,62$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.3]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 133$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$$N_{Rk,c}^0 = 9.0 [N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 6928,20$ [daN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]

$s_{cr,N} = 400$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.4]

$c_{cr,N} = 200$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.4]

$A_{c,N0} = 1600,00$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.4]

$A_{c,N} = 1320,00$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.4]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 0,82$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.4]

$c = 130$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.4]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 0,90$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.4]

$\psi_{ec,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.4]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm] / 200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.4]

$\psi_{ucr,N} = 1,00$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.4]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$$

$F_{t,Rd,c} = 2368,34$ [daN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 700$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.5]

$$N_{Rk,c}^0 = 9.0[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$$

$N_{Rk,c}^0 = 83341,17$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]

$s_{cr,N} = 1400$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.5]

$c_{cr,N} = 700$ [mm] Distance critique du bord de la fondation CEB [9.2.5]

$A_{c,N0} = 34920,00$ [cm²] Aire de surface maximale du cône CEB [9.2.5]

$A_{c,N} = 6400,00$ [cm²] Aire de surface réelle du cône CEB [9.2.5]

$$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$$

$\psi_{A,N} = 0,18$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.2.5]

$c = 130$ [mm] Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité CEB [9.2.5]

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 * c / c_{cr,N} \leq 1.0$$

$\psi_{s,N} = 0,76$ Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation CEB [9.2.5]

$\psi_{ec,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage CEB [9.2.5]

$$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm]/200 \leq 1.0$$

$\psi_{re,N} = 1,00$ Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation CEB [9.2.5]

$\psi_{ucr,N} = 1,00$ Coef. dépendant du degré de fissuration du béton CEB [9.2.5]

$$\psi_{h,N} = (h/(2 * h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$$

$\psi_{h,N} = 0,74$ Coef. dépendant de la hauteur de la fondation CEB [9.2.5]

$\gamma_{M,sp} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} * \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$$

$F_{t,Rd,sp} = 3980,57$ [daN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$$

$F_{t,Rd} = 2368,34$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 263$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 263$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 66$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 347,85$ [daN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 347,85$	[daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 21098,04$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 9063,88$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 7105,02$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd,y} = 7105,02$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 320$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 320$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 185$	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 423,00$	[daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 423,00$	[daN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 9123,80$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 5221,93$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 7105,02$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd,z} = 5221,93$	[daN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION**Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$**

$t_{wc} = 11$	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(8)]
$b_{eff,t,wc} = 320$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la traction	[6.2.6.3.(2)]
$A_{vc} = 57,33$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,82$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.3.(4)]
$F_{t,wc,Rd,z} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$			
$F_{t,wc,Rd,z} = 79299,59$	[daN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(1)]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$			
$F_{T,Rd,y} = 7105,02$	[daN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = \min(F_{t,pl,Rd,z}, F_{t,wc,Rd,z})$			
$F_{T,Rd,z} = 5221,93$	[daN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)
---------------------------------------	---------------	---------	--------

$e_y =$	422	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	185	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	270	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	5771,15	[daN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)			0,17 < 1,00	vérifié (0,17)
$e_z =$	26	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,z} =$	92	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} =$	200	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	3730,22	[daN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)			0,02 < 1,00	vérifié (0,02)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$			0,19 < 1,00	vérifié (0,19)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 1,08$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 1,00$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 19440,00$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,83$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0,83$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 16200,00$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_{\beta} = 0,25$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 2,54$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 120,00$ [daN/mm²] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_{\beta} \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$\alpha_\beta = 0,25$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$F_{2,vb,Rd} = 6058,40$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 5115,61$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,ep} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,ep} = 4736,68$ [daN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 23201,86$ [daN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,y} = 0,43$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,y} = 0,83$ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,y} = 1,00$ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\square,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^0 * \psi_{A,V,y} * \psi_{h,V,y} * \psi_{s,V,y} * \psi_{ec,V,y} * \psi_{\square,V,y} * \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,y} = 3863,40$ [daN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 12158,86$ [daN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,z} = 1,00$ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,z} = 1,00$ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 * \psi_{A,V,z} * \psi_{h,V,z} * \psi_{s,V,z} * \psi_{ec,V,z} * \psi_{\alpha,V,z} * \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,z} = 5629,10$ [daN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{fd} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 2313,69$ [daN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{e,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 694,11 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance au glissement} \quad [6.2.2.(6)]$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,ep}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 31601,28 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,ep}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 38587,53 \quad [\text{daN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$$\sigma_{\perp} = 0,54 \quad [\text{daN/mm}^2] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{\perp} = 0,54 \quad [\text{daN/mm}^2] \quad \text{Contrainte tangentielle perpendiculaire} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{yII} = 0,02 \quad [\text{daN/mm}^2] \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,y} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\tau_{zII} = 0,03 \quad [\text{daN/mm}^2] \quad \text{Contrainte tangentielle parallèle à } V_{j,Ed,z} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\beta_w = 0,80 \quad \text{Coefficient dépendant de la résistance} \quad [4.5.3.(7)]$$

$$\sigma_{\perp} / (0,9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1,0 \quad (4.1) \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1,0 \quad (4.1) \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1,0 \quad (4.1) \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$$b_{eff} = 87 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur efficace de la semelle de tronçon T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$l_{eff} = 368 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur efficace de la semelle de tronçon en T} \quad [6.2.5.(3)]$$

$$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1,275 * E)$$

$$k_{13,y} = 21 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coef. de rigidité du béton comprimé} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$l_{eff} = 263 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2} \quad [6.2.6.5]$$

$$m = 66 \quad [\text{mm}] \quad \text{Pince boulon-bord de renforcement} \quad [6.2.6.5]$$

$$k_{15,y} = 0,850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$$

$$k_{15,y} = 3 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$L_b = 178 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur efficace du boulon d'ancrage} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$k_{16,y} = 1,6 * A_b / L_b$$

$$k_{16,y} = 2 \quad [\text{mm}] \quad \text{Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction} \quad [\text{Tableau 6.11}]$$

$$\lambda_{0,y} = 0,82 \quad \text{Elancement du poteau} \quad [5.2.2.5.(2)]$$

$S_{j,ini,y} = 7059998,54$ [daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} = 23661435,00$ [daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE		[5.2.2.5.(2)]
Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$		
$k_{13,z} = E_c \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$		
$k_{13,z} = 21$ [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 320$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 185$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,z} = 0$ [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 178$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$		
$k_{16,z} = 2$ [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} = 1,88$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} = 7361216,50$ [daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} = 4496010,75$ [daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE		[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

FONDATION A L'ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,19
--	-------	------

X.9 Calcul d’ancrage de poteau de plancher :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	<p>Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete</p>	

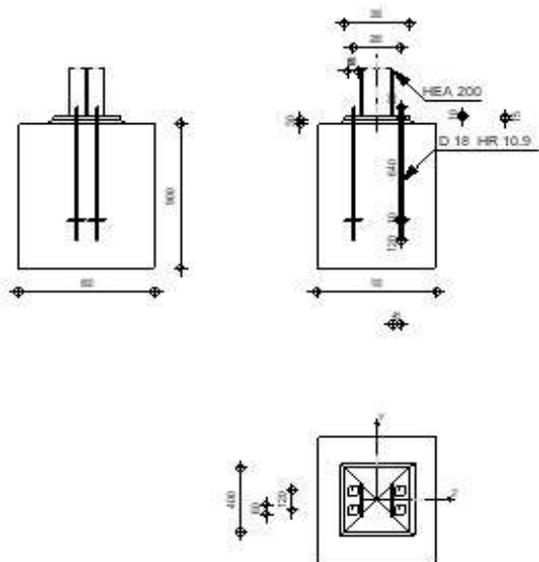


Fig X.7 : Représentation de l’ancrage poteau de plancher.

GENERAL

Assemblage N°: 3
 Nom de l’assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 7
 Barres de la structure: 4

GEOMETRIE POTEAU

Profilé: HEA 200
 Barre N°: 4
 $L_c = 6,00$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d’inclinaison
 $h_c = 190$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 200$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} =$	7	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	18	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	53,83	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	3692,16	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 275

$f_{yc} =$	27,50	[daN/mm ²]	Résistance
$f_{uc} =$	43,00	[daN/mm ²]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	380	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	400	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	15	[mm]	Epaisseur

Matériau: S 235

$f_{ypd} =$	23,50	[daN/mm ²]	Résistance
$f_{upd} =$	36,00	[daN/mm ²]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

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

Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} =$	90,00	[daN/mm ²]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	120,00	[daN/mm ²]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	18	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	1,92	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,54	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	2		Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} =$ 280 [mm]

Entraxe $e_{Vi} =$ 120 [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$$L_1 = 60 \quad [\text{mm}]$$

$$L_2 = 640 \quad [\text{mm}]$$

$$L_3 = 120 \quad [\text{mm}]$$

Plaque d'ancrage

$$l_p = 100 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur}$$

$$b_p = 100 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur}$$

$$t_p = 10 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur}$$

Matériau: S 235

$$f_y = 23,50 \quad [\text{daN/mm}^2] \quad \text{Résistance}$$

Platine

$$l_{wd} = 60 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur}$$

$$b_{wd} = 60 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur}$$

$$t_{wd} = 10 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur}$$

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$$\gamma_{M0} = 1,00 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel}$$

$$\gamma_C = 1,50 \quad \text{Coefficient de sécurité partiel}$$

SEMELLE ISOLEE

$$L = 700 \quad [\text{mm}] \quad \text{Longueur de la semelle}$$

$$B = 800 \quad [\text{mm}] \quad \text{Largeur de la semelle}$$

$$H = 900 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de la semelle}$$

Béton

Classe C20/25

$$f_{ck} = 2,00 \quad [\text{daN/mm}^2] \quad \text{Résistance caractéristique à la compression}$$

Mortier de calage

$$t_g = 30 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur du mortier de calage}$$

$$f_{ck,g} = 1,20 \quad [\text{daN/mm}^2] \quad \text{Résistance caractéristique à la compression}$$

$$C_{f,d} = 0,30 \quad \text{Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton}$$

SOUDURES

$a_p = 4$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

EFFORTS

Cas: 8: G + 1.5 W 1*1.00+5*1.50

$N_{j,Ed} = -8517,88$ [daN] Effort axial
 $V_{j,Ed,y} = 6,23$ [daN] Effort tranchant
 $V_{j,Ed,z} = -29,41$ [daN] Effort tranchant
 $M_{j,Ed,y} = 2,36$ [daN*m] Moment fléchissant
 $M_{j,Ed,z} = 29,43$ [daN*m] Moment fléchissant

RESULTATS**ZONE COMPRIMEE****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} = 1,33$ [daN/mm²] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

$f_j = 1,71$ [daN/mm²] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$$

$c = 32$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 74$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 264$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 196,31$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

$A_{c1} = 1766,80$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]

$$F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$$

$F_{rd,u} = 78524,65$ [daN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]

$\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]

$$f_{jd} = \beta_j * F_{Rdu} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$$f_{jd} = 2,67 \quad [daN/mm^2] \quad \text{Résistance de calcul du matériau du joint} \quad [6.2.5.(7)]$$

$$A_{c,n} = 467,45 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de compression efficace} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$A_{c,y} = 196,31 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de flexion } M_y \quad [6.2.8.3.(1)]$$

$$A_{c,z} = 196,31 \quad [cm^2] \quad \text{Aire de flexion } M_z \quad [6.2.8.3.(1)]$$

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$$F_{c,Rd,n} = 124653,95 \quad [daN] \quad \text{Résistance du béton à la compression} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{c,Rd,y} = 52349,76 \quad [daN] \quad \text{Résistance du béton à la flexion } M_y \quad [6.2.8.3.(1)]$$

$$F_{c,Rd,z} = 52349,76 \quad [daN] \quad \text{Résistance du béton à la flexion } M_z \quad [6.2.8.3.(1)]$$

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$$CL = 3,00 \quad \text{Classe de la section} \quad EN 1993-1-1:[5.5.2]$$

$$W_{el,y} = 388,65 \quad [cm^3] \quad \text{Facteur élastique de la section} \quad EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]$$

$$M_{c,Rd,y} = 10687,83 \quad [daN*m] \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad EN1993-1-1:[6.2.5]$$

$$h_{f,y} = 180 \quad [mm] \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = 59376,84 \quad [daN] \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$W_{el,z} = 133,55 \quad [cm^3] \quad \text{Facteur élastique de la section} \quad EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]$$

$$M_{c,Rd,z} = 3672,65 \quad [daN*m] \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad EN1993-1-1:[6.2.5]$$

$$h_{f,z} = 132 \quad [mm] \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$$

$$F_{c,fc,Rd,z} = 27793,51 \quad [daN] \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$$N_{j,Rd} = 124653,95 \quad [daN] \quad \text{Résistance de la semelle à l'effort axial} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{C,Rd,y} = 52349,76 \quad [daN] \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$$F_{C,Rd,z} = 27793,51 \quad [daN] \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad (6.24) \quad 0,07 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

$$e_y = 0 \quad [mm] \quad \text{Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,y} = 90 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier } F_{C,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,y} = 140 \quad [mm] \quad \text{Bras de levier } F_{T,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$e_y = 0$	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$M_{j,Rd,y} = 28,91$	[daN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)		0,08 < 1,00	vérifié (0,08)
$e_z = 3$	[mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 66$	[mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 60$	[mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 182,50$	[daN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)		0,16 < 1,00	vérifié (0,16)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$		0,24 < 1,00	vérifié (0,24)

CISAILEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 2,33$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = 1,00$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 19440,00$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,83$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 0,83$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} * \alpha_{b,z} * f_{ub} * d * t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 16200,00$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 2,54$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 120,00$ [daN/mm²] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b * f_{ub} * A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$F_{2,vb,Rd} = 6058,40$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$ Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 77,29$ [daN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 47$ [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M * M_{Rk,s} / (l_{sm} * \gamma_{Ms})$$

$F_{v,Rd,sm} = 2770,43$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 8866,52$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,ep} = k_3 * N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,ep} = 8209,74$ [daN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y}^0 = 45181,19$ [daN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,y} = 0,41$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,y} = 0,82$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{e\gamma,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y}^{0*} \psi_{A,V,y} \psi_{h,V,y} \psi_{s,V,y} \psi_{ec,V,y} \psi_{\alpha,V,y} \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 7093,04$ [daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0 = 21931,49$ [daN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,z} = 1,00$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,z} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^{0*} \psi_{A,V,z} \psi_{h,V,z} \psi_{s,V,z} \psi_{ec,V,z} \psi_{\alpha,V,z} \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 10153,47$ [daN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 8517,88$ [daN]	Effort de compression [6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$	
$F_{f,Rd} = 2555,36$ [daN]	Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,ep}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,y} = 13637,08$ [daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
-------------------------------	--	-------------

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)
------------------------------------	-------------	---------	--------

$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,ep}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$

$V_{j,Rd,z} = 13637,08$ [daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
-------------------------------	--	-------------

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)
------------------------------------	-------------	---------	--------

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	vérifié	(0,00)
--	-------------	---------	--------

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	1,21	[daN/mm ²]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	1,21	[daN/mm ²]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	0,00	[daN/mm ²]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	-0,02	[daN/mm ²]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_w / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)			0,05 < 1,00	vérifié (0,05)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_w / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,07 < 1,00	vérifié (0,07)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_w / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			0,06 < 1,00	vérifié (0,06)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE**Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$**

$b_{eff} =$	74	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	264	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c \cdot \sqrt{(b_{eff} \cdot l_{eff})} / (1.275 \cdot E)$				
$k_{13,y} =$	16	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	172	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	40	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	208	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	1	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,83		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	5340711,05	[daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	3876768,00	[daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y}$ RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c \cdot \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 \cdot E)$				
$k_{13,z} =$	16	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	190	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	40	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	208	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]

$$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$$

$k_{16,z} =$	1	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	1,39		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	2878239,83	[daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	1402285,50	[daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$	RIGIDE			[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE: AILE DU POTEAU EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,24

X.10 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons procédé à la vérification des différents assemblages de la structure. À partir de ce chapitre, nous avons conclu qu'un assemblage approprié assure la transmission des efforts entre les éléments de la structure et par conséquent homogénéiser davantage la structure.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

La vérification des ossatures en charpente métallique doit satisfaire les conditions des sécurités et d'économies.

Les règles de vérification doivent être aussi améliorées de telle façon à obtenir une vérification précise et plus simplifiée que possible.

Le travail que nous avons réalisé, a permis de mettre en pratique, les connaissances acquises durant le cursus universitaire dans le domaine du génie mécanique et en particulier les ouvrages métalliques et chaudronnés.

Le stage pratique effectué à ALRIM, Spa nous a permis :

- D'effectuer un travail collectif qui nous a permis de connaître les tâches d'un ingénieur dans une entreprise.
- D'actualiser, améliorer nos connaissances théoriques et de s'adapter en milieu industriel.
- De maîtriser le logiciel de calcul ROBOT qui permet : un calcul rapide, facilite les tâches critiques et enfin minimise les erreurs commises manuellement.
- Connaître et appliquer les nouveaux règlements de calcul (LESEUROCODE, RPA99 version 2003, et DTR algérien).

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

1. NORMES ET REGLEMENTS :

- EUROCODE 3 < Calcul des structures en acier > Partie 1-1 < Règles générales et règles pour les bâtiments >
- EUROCODE 4 < Calcul des structures mixtes acier- béton > Partie 1-1 < Règles générales et règles pour les bâtiments >
- REGLEMENT NEIGE ET VENT < RNVA (version 2013)>
- REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES < RPA 99 / version 2003>
- MEMOTECH STRUCTURE METALLIQUE < mise à jour 2004>
- DTR BC2.2 < Charges permanentes et surcharges d'exploitation >

2. LIVRES :

- JEAN MOREL < Calcul des structures métalliques selon l'EUROCODE 3 >

3. MEMOIRES :

- Mémoire de fin d'étude de master :

« Dimensionnement d'un bâtiment industriel à 2 halls avec 2 pont roulants de 10 T et deux blocs administratifs (R+2) »

Présenté par : BENYOUCEF Youcef

SAADAOUI Adel

4. LES LOGICIELS :

- ROBOT STRUCTUREL

ملخص المذكرة

تم تنفيذ هذا المشروع، الذي استمر أكثر من (4 أربعة أشهر)، كجزء من العمل المتعلق بمشروع نهاية الدراسات، لماجستير الهيكل المعدني لقسم الهندسة الميكانيكية بكلية العلوم في UMBB من بومرداس هذا هو الهيكل المعدني لـ "

"étude et conception d'un hall industriel (36×102×12) avec mezzanine muni de deux ponts roulants de 10 tonnes en séries "

"يتكون العمل المنجز من دراسة الهيكل المعدني لوحدة الإنتاج؛ وهذا يعني تصميم الهيكل ونظام ثباته، واختيار المواد، وتقييم الإجراءات التي يمكن القيام بها على العمل، وتحليل الهيكل وتحديد أبعاد العناصر والتجمعات الرئيسية على أساس اللوائح المطبقة. لتحليل الهيكل، تم استخدام برنامج الروبوت الإنشائي. تسجل هذه المذكرة النتائج التي تم الحصول عليها والملاحظات المتعلقة بالتقدم ومرحلة الدراسة التي تم تنفيذها.

الكلمات المفتاحية: حضيرة؛ إطار معدني؛ مشرف؛ أرضية تعاونية؛ رافعة علوية.

Summary

This project, lasting more than (04) four months, was carried out as part of the work relating to the end of studies project, of the Master in Metal work and boiler making of the Mechanical Engineering Department of the Faculty of Sciences of UMBB engineer from Boumerdes. This is the metal structure of a "study and design of an industrial hall (36×102×12) with mezzanine fitted with two 10-ton overhead cranes in series"

The work performed consists of studying the metal structure of the production unit; that is to say to design the structure and its stability system, to choose the materials, to evaluate the actions which can be exerted on the work, to analyze the structure and to dimension the main elements and assemblies on the basis regulations applied. For the analysis of the structure, the Structural Robot software was used.

This memorandum records the results obtained, remarks and observations concerning the progress and the phase of the study, which was carried out.

Keywords: shed; metal frame; loft; collaborating floor; overhead crane

Résumé

Ce projet, d'une durée de plus de (04) quatre mois, a été mené dans le cadre des travaux relatifs au projet de fin d'études de Master en Ouvrage Métalliques et chaudronnerie du département Génie Mécanique de la faculté des Sciences de l'Ingénieur de l'UMBB de Boumerdes. Il s'agit de la structure métallique d'une "étude et conception d'un hall industriel (36×102×12) avec mezzanine muni de deux ponts roulants de 10 tonnes en séries "

Le travail effectué consiste à étudier la structure métallique de l'unité de production ; c'est-à-dire à concevoir la structure et son système de stabilité, à choisir les matériaux, à évaluer les actions qui peuvent s'exercer sur l'ouvrage, à analyser la structure et à dimensionner les éléments et assemblages principaux sur la base des règlements a appliqué. Pour l'analyse de la structure, le logiciel Robot structurelle a été utilisé.

Le présent mémoire consigne les résultats obtenus, des remarques et observation concernant le déroulement et la phase de l'étude qui a été menée.

Mots clés : hangar ; charpente métallique ; mezzanine ; plancher collaborant ; pont roulant.