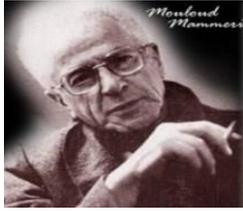


République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou



Faculté du génie de la construction
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Option : Construction Métallique

Thème

**Etude d'un bâtiment en construction
métallique (RDC+2) à usage de stockage**

Réalisé par :

Mr. BRAIK Lounis

Mr. SALHI Hakim

Encadré par :

Mr. AKKOUCHE Karim

Promotion : 2019/2020

Remerciements

Nous remercions tout d'abord le bon Dieu de nous avoir donné la force, la patience, la volonté et le courage de mener à terme ce modeste travail.

Nous tenons à remercier particulièrement et avec gratitude notre promoteur M_r AKKOUCHE Karim pour ses précieux conseils, ses apports appréciés, ses encouragements et ses aides durant toute la période de préparation de ce travail.

Ainsi nous tenons à remercier M_r DAHMANI Lahlou pour ses aides précieux, sa disponibilité, ses apports appréciés, ses suggestions pertinentes, ses explications, les conseils qu'il nous apportés et toute la formation et savoir que nous avons acquis auprès de lui.

Nos vifs remerciements vont également aux membres de jury pour l'intérêt qu'ils vont apporter à notre recherche en acceptant d'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce modeste travail.

Dédicaces

A cœur vaillant rien d'impossible.... A conscience tranquille tout est accessible. Avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et une immense joie, je dédie mon travail :

A mes très chers parents qui m'ont soutenu tout au long de ma vie. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que vous méritez pour tous les sacrifices que vous n'avez jamais cessé de me donner depuis ma naissance.

A ma chère sœur, tes encouragements et ton soutien m'ont aidé et guidé à percer le chemin de succès.

A mes grands-parents, puisse Dieu vous procure santé, vous bénisse, vous garde, vous accorde longue vie et vous protège.

A la mémoire de mon très cher cousin Sofiane, que Dieu ait son âme et l'accueille dans son vaste paradis.

A mon très cher oncle, à toute ma famille et à tous mes chers amis. Je vous souhaite le meilleur que la vie doit vous offrir.

A mon promoteur et à mon binôme et leurs familles.

A tous ceux qui ont contribué à la réussite de ce modeste travail.

LOUNIS

Dédicaces

Je dédie mon travail :

À mes très chers parents qui m'ont soutenu tout au long de mon cursus universitaire, Aucune dédicace ne sera suffisante pour exprimer ce que vous méritez pour tous les sacrifices que vous avez fait pour moi.

À mes chères frère et sœurs ainsi que toute ma famille pour vos encouragements et votre soutien.

À mon beau frère Aziz bouila et toute sa famille.

À mon promoteur et à mon binôme.

À mes camarades de la section charpente métallique particulièrement : Rahma, Yanis, Rabah...

À tous mes amis: karim, samir, amine, tahar...

À tous ceux qui ont contribué à la réussite de ce travail.

Hakim

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralités

Tableau I.1 : Caractéristiques mécanique de l'acier de nuance S235	06
Tableau I.2 : Valeurs nominales des f_y des aciers d'armatures	06
Tableau I.1 : Caractéristiques mécanique du béton	07
Tableau I.4 : Charges permanentes du plancher étage courant	09
Tableau I.5 : Charges permanentes du mur intérieur	09
Tableau I.6 : Charges permanentes de la volée	10
Tableau I.7 : Charges permanentes du palier de repos	10
Tableau I.8 : Les différentes surcharges d'exploitation	10

Chapitre II : Etude climatique

Tableau II.1 : Coefficient de topographie	14
Tableau II.2 : Paramètres caractérisent la catégorie de terrain III	15
Tableau II.3 : Définition de la catégorie de terrain III	18
Tableau II.4 : Valeur de l'intensité de turbulence	18
Tableau II.5 : Valeur du coefficient d'exposition au vent	19
Tableau II.6 : Valeur de la pression dynamique de pointe	19
Tableau II.7 : Coefficients de pressions extérieures	20
Tableau II.8 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent sur les parois verticales ...	21
Tableau II.9 : Coefficients de pressions extérieures (toitures à deux versants)	22
Tableau II.10 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent sur les versants de toitures	22
Tableau II.11 : Coefficients de pressions intérieures	23
Tableau II.12 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent sur les parois verticales .	24
Tableau II.13 : Coefficients de pressions extérieures (toitures à deux versants)	25
Tableau II.14 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent sur les versants de toitures	25

Tableau II.15 : Valeurs des forces horizontales et verticales : Direction du vent ($\theta=0^\circ$) avec pression intérieure de +0,2	29
Tableau II.16 : Valeurs des forces horizontales et verticales : Direction du vent ($\theta=0^\circ$) avec dépression intérieure de -0,3.....	30
Tableau II.17 : Valeurs des forces horizontales et verticales : Direction du vent ($\theta=90^\circ$) avec pression intérieure de +0,2	30
Tableau II.18 : Valeurs des forces horizontales et verticales : Direction du vent ($\theta=90^\circ$) avec dépression intérieure de -0,3	31

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

Tableau III.1 : Valeur de la charge d'entretien	37
Tableau III.2 : Les caractéristiques du profilé IPE 180	39
Tableau III.3 : Les caractéristiques du profilé IPE 180	50
Tableau III.4 : Les caractéristiques du profilé IPE 270	54
Tableau III.5 : Les caractéristiques du profilé IPE 140	58
Tableau III.6 : Les caractéristiques de barres rondes utilisées	66
Tableau III.7 : Les caractéristiques du profilé IPE 160	72
Tableau III.8 : Valeurs limites recommandée pour les flèches verticales	79
Tableau III.9 : Les caractéristiques du profilé IPE 270	79
Tableau III.10 : Les caractéristiques de la cornière L 50 x 50 x 4	86
Tableau III.11 : Les caractéristiques de l'UPE 180	89
Tableau III.12 : Les caractéristiques de l'IPE 160	92

Chapitre IV : Etude du plancher collaborant

Tableau IV.1 : Les caractéristiques des connecteurs	102
--	------------

Chapitre V : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Tableau V.1 : Les caractéristiques du profilé IPE 750x137	106
Tableau V.2 : Les caractéristiques du profilé IPE 550	109
Tableau V.3 : Les caractéristiques du profilé IPE 270	112
Tableau V.4 : Les caractéristiques du profilé IPE 200	115
Tableau V.5 : Les caractéristiques du profilé HEA 400	119
Tableau V.6 : Les différents efforts agissent sur le portique	125
Tableau V.7 : Les caractéristiques du profilé IPE 450	126
Tableau V.8 : Les caractéristiques du profilé HEA 400	130

Chapitre VI : Contreventement

Tableau VI.1 : Les caractéristiques de la cornière L55 x 55 x 6	136
--	------------

Tableau VI.2 : Coefficients minorateurs β_2 et β_3	137
Chapitre VII : Etude dynamique	
Tableau VII.1 : Valeur du coefficient de qualité	142
Tableau VII.2 : Valeurs du poids des éléments de la structure	143
Tableau VII.3 : Poids total de la structure	144
Tableau VII.4 : La résultante de l'effort sismique selon la hauteur	146
Tableau VII.5 : Spectre de réponse de calcul	148
Tableau VII.6 : Vérification de la condition du RPA ($V_t > 80\% V$)	153
Tableau VII.7 : Vérification des déplacements selon les deux conditions	154
Tableau VII.8 : Résultante de l'effort sismique selon la hauteur à l'aide d'ETABS	155
Chapitre VIII : Vérification des éléments	
Tableau VIII.1 : Caractéristiques mécanique de l'acier de nuance S275	158
Tableau VIII.2 : Profilés retenus après vérification	171
Chapitre IV : Etude des assemblages	
Tableau IX.1 : Caractéristiques dimensionnelles des boulons ordinaires	173
Tableau IX.2 : Caractéristique mécanique des boulons ordinaires selon leur classe d'acier.	173
Tableau IX.3 : Caractéristique mécanique des boulons précontraints selon leur classe d'acier	174
Chapitre XI : Etude de fondation	
Tableau XI.1 : Sollicitations à la base du poteau le plus sollicité	249

Liste des figures

Chapitre I : Généralités

Figure I.1 : Vue en 3D de la structure étudiée	02
Figure I.2 : Couverture en panneau sandwich.....	04
Figure I.3 : Plancher mixte collaborant acier béton.....	04

Chapitre II : Etude climatique

Figure II.1 : Les directions principales du vent	14
Figure II.2 : Hauteur de référence correspondant de pression dynamique de pointe	16
Figure II.3 : Répartition de la pression dynamique	19
Figure II.4 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales (long pan)	21
Figure II.5 : Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le long pan.....	22
Figure II.6 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales (pignon)	24
Figure II.7 : Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le pignon	25
Figure II.8 : Forces de frottement	27
Figure II.9 : Résultante de forces	28
Figure II.10 : Stabilité transversale de la structure	31
Figure II.11 : Stabilité longitudinale de la structure	32
Figure II.12 : Représentation des charges statique de neige sur le sol et sur la toiture	35

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

Figure III.1 : Dispositions des pannes sur la toiture et les charges appliquées	36
Figure III.2 : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes	37
Figure III.3 : Schéma statique des charges d'entretiens E sur les pannes	37
Figure III.4 : Schéma statique des surcharges de la neige N sur les pannes	38
Figure III.5 : Schéma statique des surcharges du vent V sur les pannes	38
Figure III.6 : Panne de toiture sous la flexion	40
Figure III.7 : Panne de toiture et les différents plans de chargement	41
Figure III.8 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement ..	42
Figure III.9 : Déversement d'une poutre de toiture	44

Figure VI.5 : L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité	135
Figure VI.6 : Détails de la plaque d'extrémité de la cornière	137
Figure VI.7 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan	138
Figure VI.8 : Effort de traction dans la diagonale tendue	138
Chapitre VII : Etude dynamique	
Figure VII.1 : Spectre de réponse de calcul	148
Figure VII.2 : Translation selon l'axe X-X	150
Figure VII.3 : Translation selon l'axe Y-Y	150
Figure VII.4 : Rotation selon l'axe Z-Z	150
Figure VII.5 : Valeurs de la période fondamentale	151
Figure VII.6 : Poids de la structure à l'aide d'ETABS	152
Figure VII.7 : Valeurs des efforts tranchants par niveau selon les deux axes	153
Figure VII.8 : Déplacements selon les deux directions	153
Figure VII.9 : Comparaison de la distribution de la résultante des forces sismiques	155
Chapitre X : Protection des éléments	
Figure X.1 : Corrosion dans les matériaux en acier	237
Figure X.2 : Protection par peinture	237
Figure X.3 : Triangle du feu	241
Figure X.4 : Valeurs température–temps pour la courbe ISO834	242
Figure X.5 : Protection par système d'alerte	244
Figure X.6 : Protection par revêtement	244
Figure X.7 : Protection par peinture intumescente	245
Figure X.8 : Protection par produits projetés	246
Chapitre XI : Etude de fondation	
Figure XI.1 : Dimensions de la semelle	249
Figure XI.2 : Contraintes agissent sur les fondations	250
Figure XI.3 : Ferrailage des semelles isolées	251

Liste des notations

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

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

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

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

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

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Généralités

I. Présentation de l'ouvrage	02
II. Descente des charges	08
III. Les états limites	11
IV. Règlements techniques utilisés	12

Chapitre II : Etude climatique

I. Etude au vent	13
II. Etude à la neige	34

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

I. Etude des pannes	36
II. Etude des lisses de bardages	48
III. Etude des liernes	62
IV. Etude des échantignoles	67
V. Etude des potelets	70
VI. Etude des solives	78
VII. Etude des escaliers	82

Chapitre IV : Etude du plancher collaborant

I. Vérifications au stade du montage	94
II. Vérifications au stade final.....	96

Chapitre V : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

I. Etude des poutres	105
II. Etude des poteaux	118
III. Etude des portiques	122

Chapitre VI : Contreventement

- I. Calcul de la poutre au vent au pignon 133
- II. Calcul de la palée de stabilité en long pan 137

Chapitre VII : Etude dynamique

- I. Méthode statique équivalente 141
- II. Méthode d'analyse spectrale 147

Chapitre VIII : Vérification des éléments

- I. Modélisation de la structure..... 157
- II. Vérification des différents éléments 158

Chapitre VII : Etude des assemblages

- I. Généralités 172
- II. Calcul des différents assemblages 175

Chapitre X : Protection des éléments

- I. La corrosion 236
- II. L'incendie 240

Chapitre XI : Etude de fondation

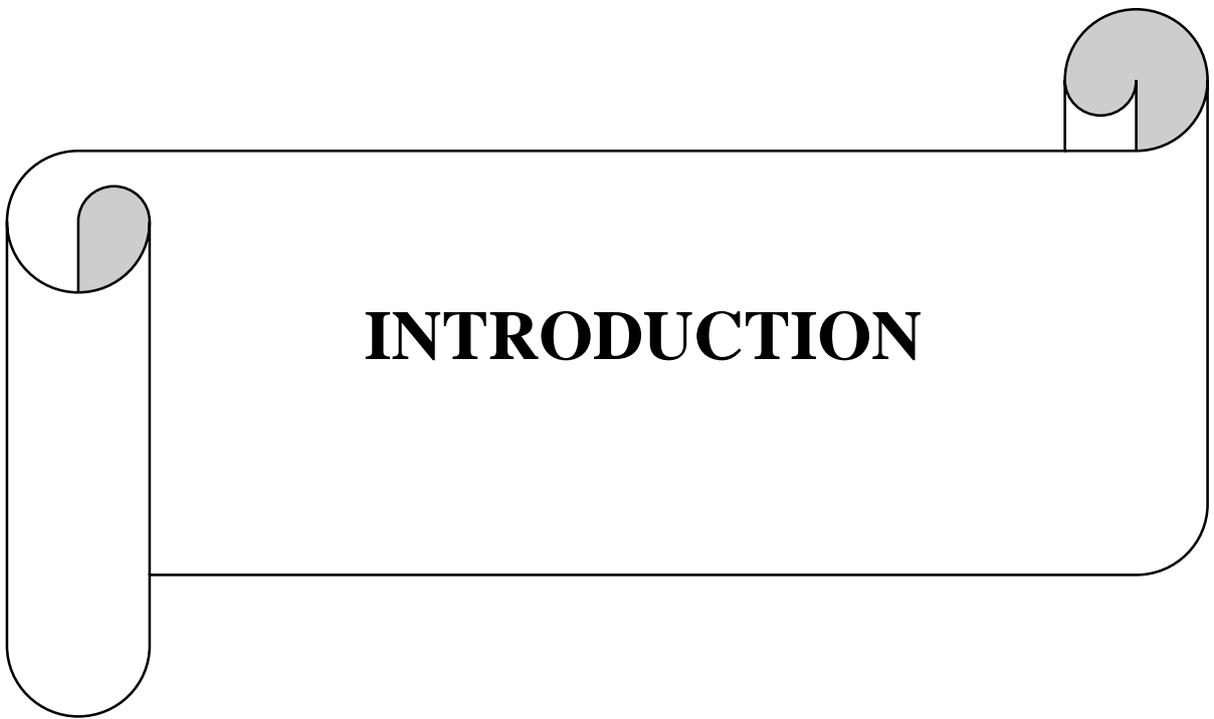
- I. Pré-dimensionnement des fondations..... 249
- II. Pré-dimensionnement des longrines..... 252

Conclusion

Bibliographie

Annexe

Table de matière



INTRODUCTION

INTRODUCTION

La construction métallique est un domaine très vaste dans le milieu du génie civil qui s'intéresse à la construction d'ouvrage en métal et plus particulièrement en acier, elle est apparue au moment où le béton armé ne pouvait plus remplir certaines exigences de construction, telle que les grandes portées dans les bâtiments et les ponts.

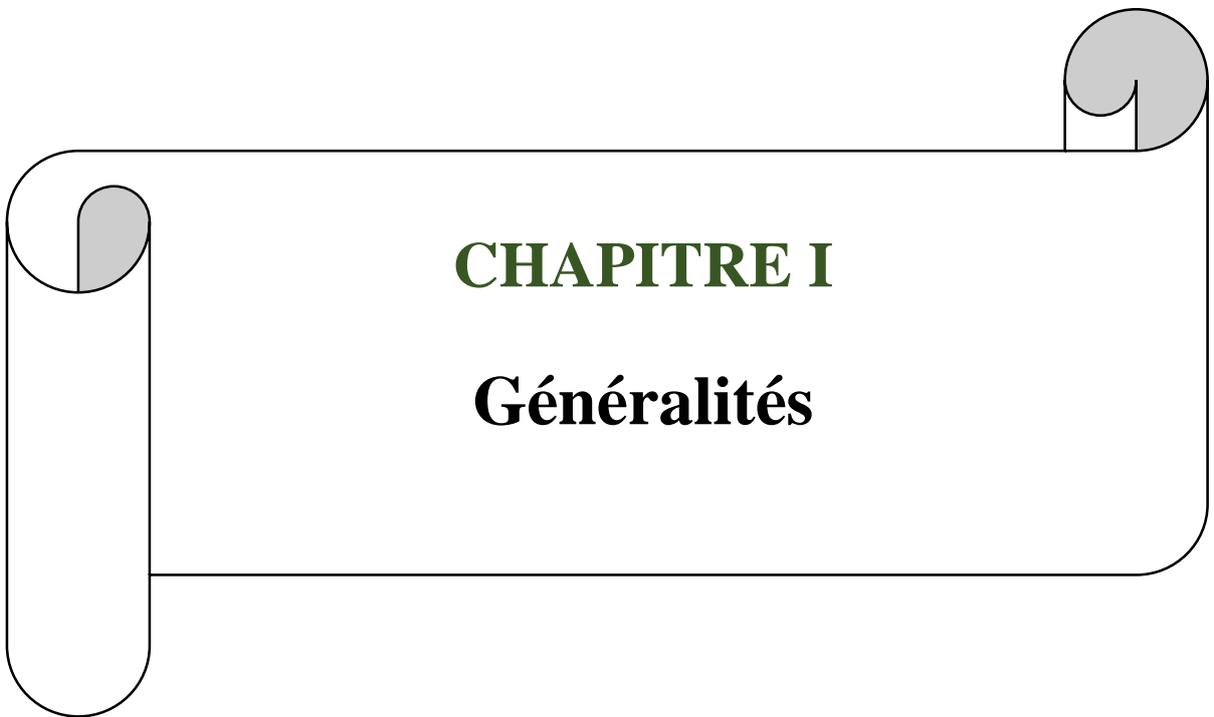
Avant la construction métallique est marginalisée en Algérie, c'est qu'en ces dernières années qu'on a commencé à les adapter sur une échelle importante, vue les bonnes caractéristiques et les multiples innombrables avantages qu'elle présente, dont on peut citer :

- La grande résistance de l'acier à la traction qui permet de franchir de grandes portées ;
- La fiabilité, la légèreté, la rapidité d'exécution et le gain du temps;
- Possibilité d'obtention de différentes pièces standardisées ;
- Son excellent rapport résistance/volume ;
- La capacité à façonner presque tous les désirs architecturaux.

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier une structure métallique en R+2 à usage de stockage ainsi qu'une partie réservée aux bureaux, ce projet nous permettra d'épanouir nos connaissances et d'approfondir nos recherches dans notre domaine.

Le projet est subdivisé en plusieurs chapitres présentant chacun une partie spécifique :

- Le premier chapitre constitue la présentation de l'ouvrage, les états limites et les différents règlements techniques ainsi que la descente de charge qui servira par la suite au pré-dimensionnement des éléments secondaires (pannes, lisses, liernes, potelets, échantignoles, solives et escaliers) dans le troisième chapitre et les éléments porteurs (poteaux, poutres, traverses) dans le cinquième chapitre ainsi que l'étude du plancher collaborant (dimensionnement des connecteurs qui assure la liaison entre l'acier et le béton) dans le quatrième chapitre ;
- Le deuxième chapitre concerne la détermination des surcharges climatiques selon le (RNV2013), tandis que le sixième chapitre se base sur l'étude des contreventements afin d'assurer la stabilité de la structure, le septième chapitre se concentre sur l'étude sismique selon le (RPA99/2003) suivant les deux méthodes statique équivalente et spectrale (à l'aide du logiciel de calcul ETABS) ;
- A travers le huitième chapitre nous ferons les vérifications des éléments suivant les combinaisons de l'Eurocode 03), le neuvième chapitre consiste à étudier les différents assemblages métalliques de la structure selon l'Eurocode 03), et dixième chapitre montre la protection des éléments contre la corrosion et l'incendie, avant d'en finir on traite l'étude de l'infrastructure selon le (BAEL91mod99) ;
- Le mémoire s'achève par une conclusion générale qui synthétise tout ce qui a été fait.



CHAPITRE I

Généralités

I. Présentation de l'ouvrage

1. Introduction

Notre projet consiste à étudier un bâtiment en construction métallique qui est une unité de montage en câblerie et accessoire d'investissement privé, cette construction se compose d'un rez-de-chaussée et deux étages courants (RDC+2), toiture à deux versants symétriques avec une pente de 5° et des planchers mixte acier-béton.

Cet ouvrage est implanté à la wilaya de TIPAZA (zone d'activité de FOUKA), qui est classé selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) comme zone de forte sismicité (III), ce dernier est à une altitude de 175 m par rapport au niveau de la mer.

2. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Le projet que nous étudions a une forme rectangulaire comme illustré dans la figure au-dessous et les plans d'architecture, (voir plans).

Il est caractérisé par les dimensions suivantes :

Longueur : $L = 40,20 \text{ m}$

Largeur : $l = 20,00 \text{ m}$

Hauteur totale : $H_{totale} = 13,02 \text{ m}$

Pente de la toiture : $\alpha = 5^\circ \rightarrow H_{toiture} = 0,87 \text{ m}$

Hauteur des différents étages : $H_{RDC} = 5,15 \text{ m}$ et $H_{étage} = 3,50 \text{ m}$

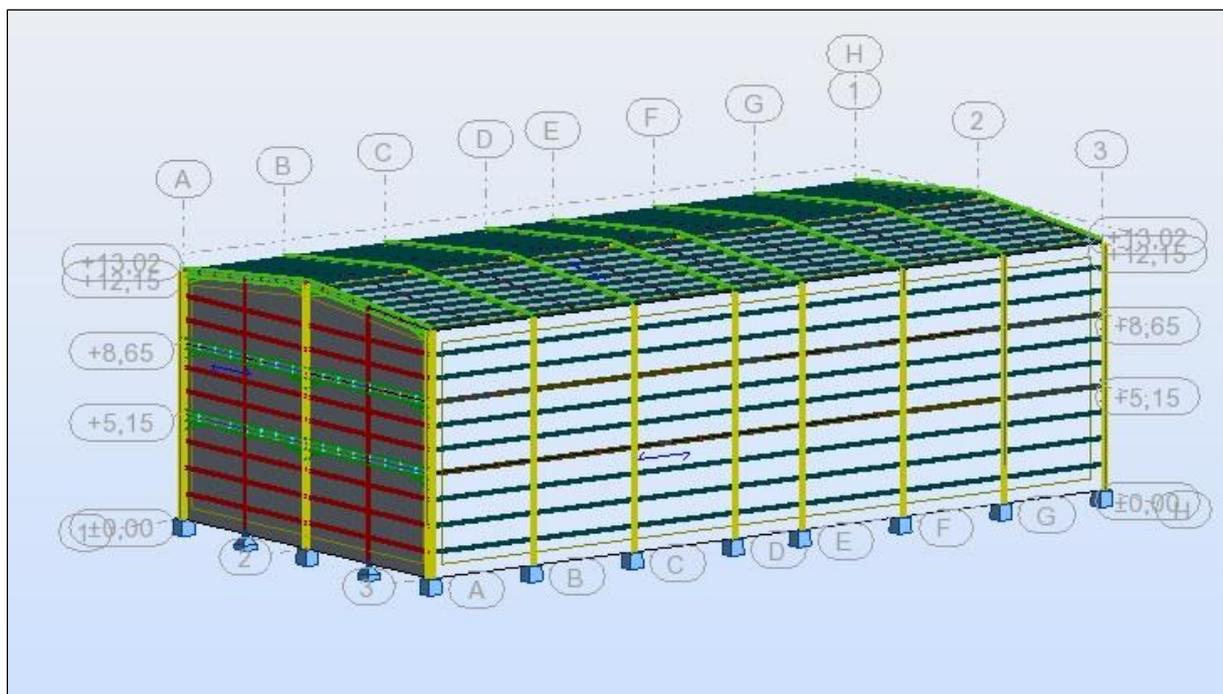


Figure I.1 : Vue en 3D de la structure étudiée.

3. Détails à l'intérieur de notre structure

Le rez-de-chaussée est d'une surface de $S = 804 \text{ m}^2$, il contient : (voir plans).

- hall ($S = 20,30 \text{ m}^2$) ;
- Vestiaires + lavabo ($S = 13,29 \text{ m}^2$) ;
- WC n°01 ($S = 1,83 \text{ m}^2$) et WC n°02 ($S = 1,61 \text{ m}^2$) ;
- Douche n°01 ($S = 1,61 \text{ m}^2$) et douche n°02 ($S = 1,69 \text{ m}^2$).

Le 1^{er} étage, en plus des composants du rez-de-chaussée, on trouvera un espace de stockage de câble électrique qui est d'une surface de $633,92 \text{ m}^2$.

Le 2^{ème} étage est constitué de bureaux administratifs : (voir plans).

- Bureau de direction ($S = 31,22 \text{ m}^2$) ;
- Bureau de secrétariat ($S = 20,51 \text{ m}^2$) ;
- Bureau de comptable et de finance ($S = 16,69 \text{ m}^2$) ;
- Salle d'attente ($S = 16,35 \text{ m}^2$) ;
- hall ($S = 20,30 \text{ m}^2$) et un couloir ($S = 20,95 \text{ m}^2$) ;
- WC ($S = 2,58 \text{ m}^2$) et un lavabo ($S = 4,38 \text{ m}^2$).

Le reste de la surface ($S = 633,92 \text{ m}^2$) est un air de stockage.

4. Les éléments de la structure

4.1. La toiture

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

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, constitués :

- De deux tôles de parement intérieur et extérieur.
- D'une âme en mousse isolante.
- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés.

Il offre selon la gamme diverses qualités à savoir :

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

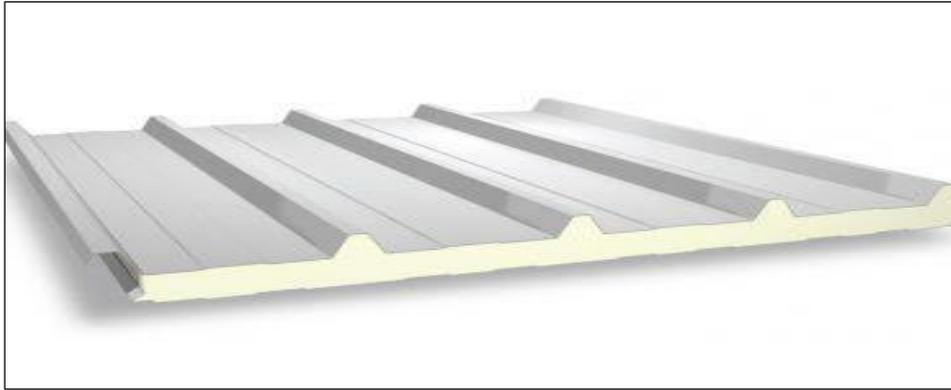


Figure I.2 : Couverture en panneau sandwich.

4.2. Les planchers

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

- Une dalle en béton armé avec une chape de 12 cm d'épaisseur ;
- Les armatures ;
- Un coffrage perdu (TN40) ;
- Des solives.
- Des goujons connecteurs, pour assurer la connexion entre l'acier et le béton.

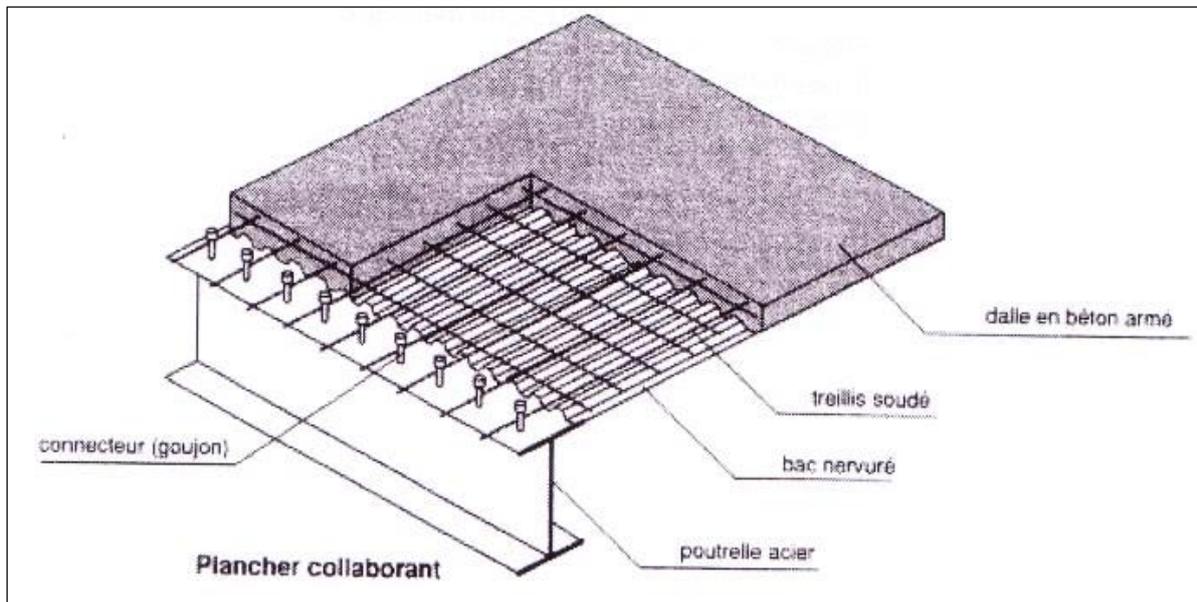


Figure I.3 : Plancher mixte collaborant acier béton.

4.3. Les poteaux

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

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

4.4. Les poutres

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

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

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

4.5. Bardage

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

Un mur en maçonnerie d'une hauteur qui sera déterminé durant le pré-dimensionnement des éléments secondaires est prévu pour permettre d'éviter la corrosion de l'élément du bardage.

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

4.6. Les escaliers

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

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

4.7. Les fondations

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

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

5. Matériaux utilisés

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

5.1. Acier

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

On optera pour un acier de nuance S235.

Les caractéristiques mécaniques de l'acier :

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

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

5.2. Acier d'armature

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

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

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

Nuance		f_y (MPa)
Barres HA	Fe400	400
	Fe500	500

5.3. Le béton

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

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

Tableau I.3 : Caractéristiques mécanique du béton.

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

Sachant que :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{tj} = 0,06 f_{cj} + 0,6 \quad \text{pour} \quad f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa}$$

5.4. Les assemblages

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

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

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

- Les boulons ;
- Les soudures.

5.4.1. Le boulonnage

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

Il existe deux (02) types de boulons :

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

5.4.2. Le soudage

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

II. Descente des charges

1. Introduction

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

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

Les charges sont de deux catégories :

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

2. Charges permanentes

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

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

3. Charges d'exploitations

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

C'est l'ensemble des charges variables dans le temps que supporte la structure et qui désignent l'ensemble des équipements, des matériels et des personnes que reçoit la structure. Ces charges sont définies à partir d'un DTR intitulé « Charges et Surcharges ».

4. Evaluation des différentes charges et surcharges

Les différentes charges permanentes et d'exploitation sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau I.4 : Charges permanentes du plancher étage courant.

Charges permanentes : Plancher étage courant			
Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Revêtement de sol	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Cloisons légères	-	-	1,0
Dalle en béton armé	0,12	25	3,0
TN 40 (coffrage perdu)	-	-	0,10
Faux plafond	0,02	10	0,2
Total			5,46

Tableau I.5 : Charges permanentes du mur intérieur.

Charges permanentes : Murs intérieures			
Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Briques (10cm)	0,10	90	0,90
Revêtement intérieure	-	-	0,40
Total			1,30

Le tableau a été donné juste à titre informatif.

Tableau I.6 : Charges permanentes de la volée.

Charges permanentes : Volée escalier			
Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Tôle striée (5mm)	-	45	0,45
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Total			1,25

Tableau I.7 : Charges permanentes du palier de repos.

Charges permanentes : Palier de repos escalier			
Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Dalle en béton armé	0,12	25	3,00
TN 40 (coffrage perdu)	-	-	0,10
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Total			3,90

Tableau I.8 : Les différentes surcharges d'exploitation.

Surcharges permanentes	
Eléments	Q (KN/m ²)
Toiture	1,0
Plancher étage courant	3,5
Escalier	2,5
Acrotère	1,0

III. Les Etats Limite

1. Introduction

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

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

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

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

2. Etats Limites Ultimes (ELU)

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

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

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

3. Etats Limites de Service (ELS)

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

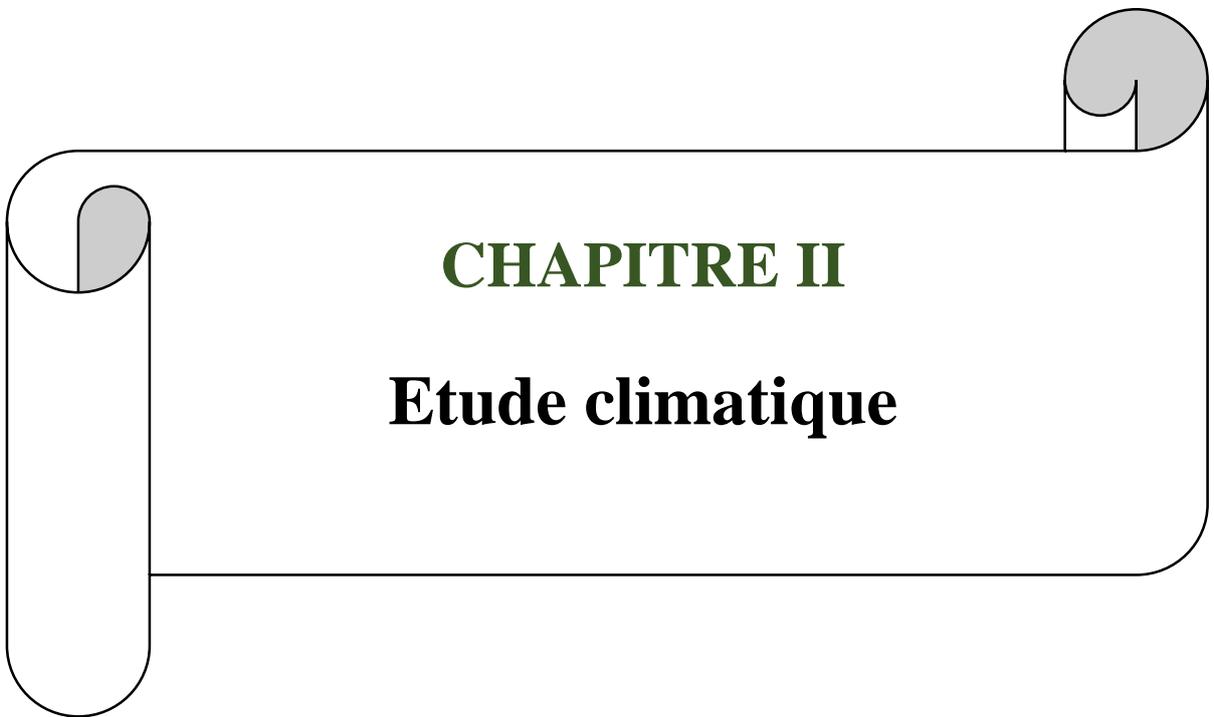
Donc il s'agit d'état dont le non-respect compromet la durabilité de l'ouvrage ou contrarie les conditions d'exploitation habituelles de celui-ci qui se manifeste par une fissuration excessive et/ou des déformations excessives.

Sollicitation de calcul : $G + Q$

IV. Règlements techniques utilisés

Les différents règlements utilisés dans notre travail sont les suivants :

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



CHAPITRE II

Etude climatique

Introduction

Les effets climatiques sur les structures métalliques sont souvent prépondérants, à cet effet une étude approfondie et détaillée doit être menée minutieusement afin de déterminer les différentes actions et sollicitations produites par la charge de la neige d'un côté, et les efforts dynamiques qui sont introduits par le vent de l'autre.

L'application du RNV2013 (Règlement Neige et Vent 2013), nous permettra de déterminer ces sollicitations pour le dimensionnement de la structure. Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur la structure.

I. Etude au vent

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales. Parmi les actions horizontales qui peuvent agir sur ce type de structure celle issues du vent qui est généralement prépondérant.

Les pressions engendrées par le vent sur les différentes surfaces de la structure dépendent de ces facteurs suivants :

- La zone de la région ;
- La direction du vent ;
- Le site d'implantation ;
- La hauteur de la construction ;
- La forme géométrique et les ouvertures de la construction ;
- La forme de la toiture.

Le Règlement Neige et Vent 2013 impose d'étudier l'action du vent sur toutes les parois de la structure. Le bâtiment à étudier est considéré de forme rectangulaire donc l'étude se fera sur deux parois.

Le but du calcul de la pression du vent est d'évaluer l'intensité des pressions agissant sur la structure

Comme s'est illustré dans la figure II.1, le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, qui sont perpendiculaires aux parois verticales de la construction. Donc il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur les parois et la toiture pour un vent perpendiculaire, à savoir :

- Sens V1 : Façade latérale (Long-Pan) ;
- Sens V2 : Façade principale (Pignon).

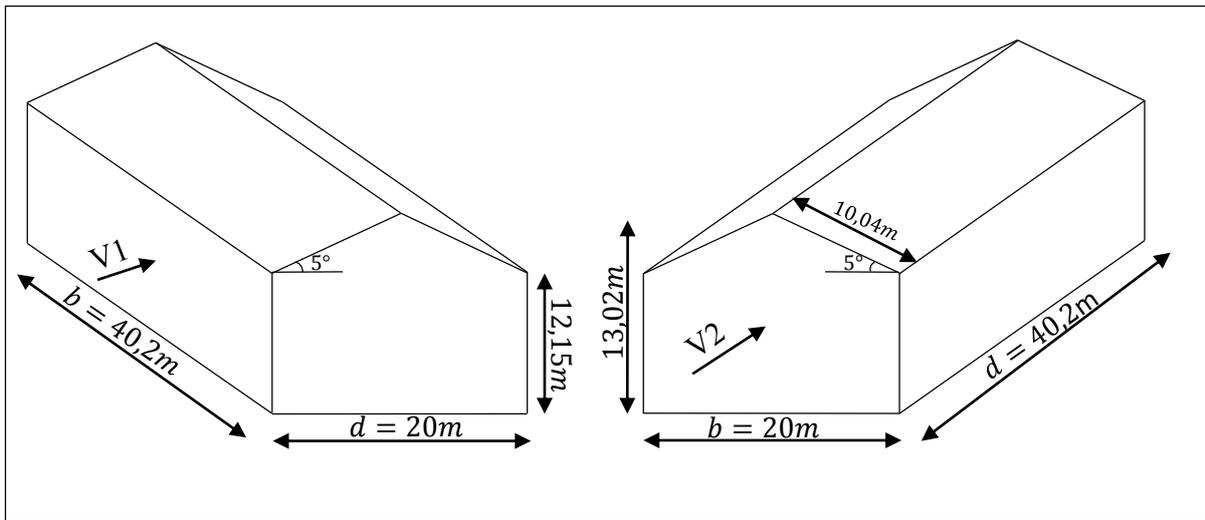


Figure II.1 : Les directions principales du vent.

1. Données relatives au site

1.1. Effet de la région

Le projet étudié est situé à la wilaya de TIPAZA et selon le (Annexe 1 du RNV2013), la wilaya de Tipaza est classée en zone du vent I, dont la pression dynamique de référence est donnée comme suit : (Art 2.1 du RNV2013)

$$q_{réf} = 0,375 (KN/m^2)$$

Où

$q_{réf}$: La pression dynamique de référence Pour les constructions permanentes (dont la durée d'utilisation est supérieure à 5 ans) en fonction de la zone de vent.

1.2. Coefficient de topographie $C_t(z)$

Les types de site et les valeurs de $C_t(z)$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Coefficient de topographie.

Site	C_t
Site plat	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir	1,30
Site aux alentours des plateaux	1,15
Site aux alentours des collines	1,15
Site montagneux	1,50

Le site est plat, d'où le coefficient topographique est : $C_t(z) = 1$

1.3. Effet de site

La structure est implantée dans une zone à couverture végétale régulière, d'après le (Art 2.2 du RNV2013), le terrain est de catégorie III. D'où : (voir annexe 1)

Tableau II.2 : Paramètres caractérisent la catégorie de terrain III.

Catégorie de terrain	K_T	$Z_0 (m)$	$Z_{min} (m)$	ε
III	0,215	0,3	5	0,61

Avec :

K_T : Facteur de terrain ;

$Z_0 (m)$: Paramètre de rugosité ;

$Z_{min} (m)$: Hauteur minimale ;

ε : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique C_d .

1.4. Coefficient dynamique C_d

On se réfère au paragraphe du RNV2013, le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Dans le cas de la structure étudiée, la hauteur du bâtiment ($h = 13,02 m$) est inférieure à 15m, une valeur conservative de $C_d = 1$ considérée pour les deux directions du vent V1 et V2.

$$h_{bâtiment} = 13,02 m < 15 m \rightarrow C_d = 1,0$$

2. Détermination de la pression aérodynamique du vent $W(z)$

La pression due au vent $W(z)$ qui s'exerce sur la structure de hauteur $h = 13,02 m$ est donnée par la formule suivante : (Art 2.6 du RNV2013)

$$W(z) = q_p(z) \times C_d \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Avec :

q_p : Pression dynamique de pointe calculée à la hauteur z considérée ;

C_d : Coefficient dynamique ;

C_{pe} : Coefficient de pression extérieure ;

C_{pi} : Coefficient de pression intérieure ;

z : Hauteur de référence qui est normalement égale à z_e pour les actions extérieures et z_i pour les actions intérieures. Généralement ($z = z_e = z_i$).

2.1. Pression dynamique de pointe $q_p(z)$

La pression dynamique de pointe $q_p(z)$ qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur de référence est donnée par la relation suivante : (Art 2.1 du RNV2013)

$$q_p(z) = q_{réf} \times C_e(z)$$

Où :

$q_{réf}$: Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes en fonction de la zone du vent ;

$C_e(z)$: Coefficient d'exposition au vent ;

On se réfère à ce schéma ci-dessous pour déterminer la forme du profil de la pression dynamique :

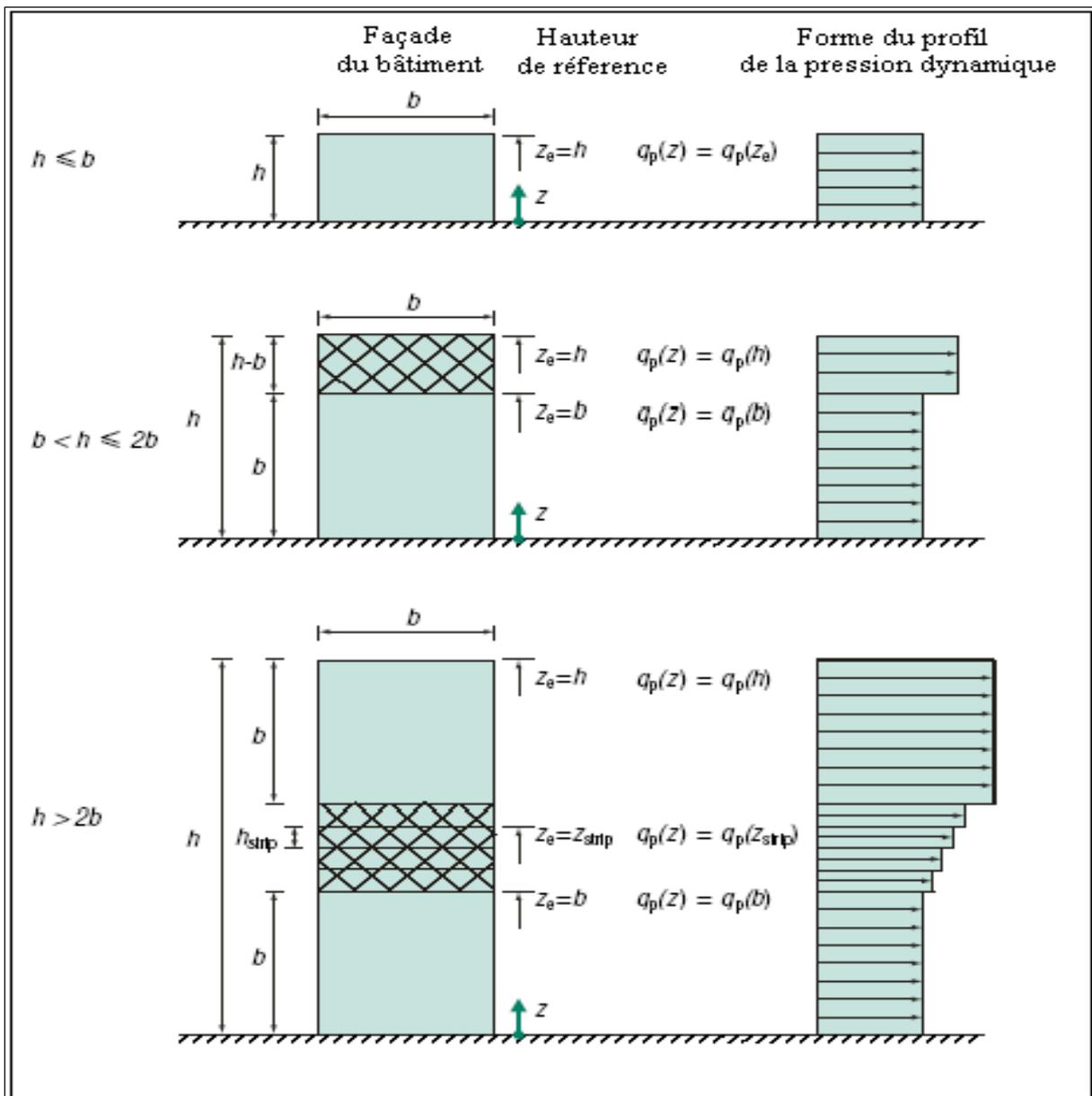


Figure II.2 : Hauteur de référence z_e et profil correspondant de pression dynamique de pointe

Dans notre cas, et d'après cette figure :

$$\text{Sens V1 : } \begin{cases} h = 13,02 \text{ m} \\ b = 40,20 \text{ m} \end{cases} \quad \text{donc : } Z_e = h < b \rightarrow q_p(z) = q_p(h)$$

$$\text{Sens V2 : } \begin{cases} h = 13,02 \text{ m} \\ b = 20,00 \text{ m} \end{cases} \quad \text{donc : } Z_e = h < b \rightarrow q_p(z) = q_p(h)$$

Pour les deux directions, la pression dynamique de pointe est uniforme sur toute la hauteur.

2.1.1. Calcul de coefficient d'exposition $C_e(z)$

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent. (Art 2.2 du RNV2013).

Le coefficient d'exposition au vent est donné par la formule suivante :

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

Où :

C_r : Coefficient de rugosité ;

C_t : Coefficient de topographie ;

I_v : L'intensité de la turbulence ;

Z : La hauteur considérée.

2.1.1.1. Calcul du coefficient de la rugosité $C_r(z)$

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. (Art 2.3 du RNV2013).

Il est défini par la loi logarithmique suivante :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq Z_{max} = 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) & \text{pour } Z < Z_{min} \end{cases}$$

Avec :

K_T : Facteur de terrain ;

Z_0 (m) : Paramètre de rugosité ;

Z_{min} (m) : Hauteur minimale ;

Z (m) : Hauteur considérée.

$$Z_{min} = 5m \leq Z = 12,15m \leq Z_{max} = 200m \quad \rightarrow \quad C_r(z) = K_T \times \text{Ln} \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$

La valeur de $C_r(z)$ est résumée dans le tableau II.3 :

Tableau II.3 : Définition de la catégorie de terrain III.

	K_T (m)	Z (m)	Z_0 (m)	$C_r(z)$
Parois verticales	0,215	12,15	0,3	0,796
Toiture	0,215	13,02	0,3	0,811

2.1.1.2. Calcul de l'intensité de turbulence $I_V(z)$

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par cette équation : (Art 2.5 du RNV2013).

$$\begin{cases} I_V(z) = \frac{1}{C_t(z) \text{Ln} \left(\frac{Z}{Z_0} \right)} & \text{pour } Z > Z_{min} \\ I_V(z) = \frac{1}{C_t(z) \text{Ln} \left(\frac{Z_{min}}{Z_0} \right)} & \text{pour } Z \leq Z_{min} \end{cases}$$

Avec :

$C_t(z)$: Coefficient de topographie ;

Z_0 (m) : Paramètre de rugosité ;

Z_{min} (m) : Hauteur minimale.

Nous avons :

$$Z = 13,02 \text{ m} > Z_{min} = 5 \text{ m} \quad \rightarrow \quad I_V(z) = \frac{1}{C_t(z) \text{Ln} \left(\frac{Z}{Z_0} \right)}$$

La valeur des $I_V(z)$ est résumée dans le tableau II.4 :

Tableau II.4 : Valeur de l'intensité de turbulence.

	Z (m)	$C_t(z)$	$C_r(z)$	$I_V(z)$
Parois verticales	12,15	1	0,796	0,270
Toiture	13,02	1	0,811	0,327

La valeur de $C_e(z)$ est résumée dans le tableau II.5 :

Tableau II.5 : Valeur du coefficient d'exposition au vent.

Z (m)	$C_t(z)$	$C_r(z)$	$I_V(z)$	$C_e(z)$
12,15	1	0,796	0,270	1,831
13,02	1	0,811	0,327	2,163

La valeur de $q_p(z)$ est résumée dans le tableau II.6 :

Tableau II.6 : Valeur de la pression dynamique de pointe.

Z (m)	Z (m)	$q_{réf} (KN/m^2)$	$C_e(z)$	$q_p(z) (KN/m^2)$
Parois verticales	12,15	0,375	1,831	0,687
Toiture	13,02	0,375	2,163	0,811

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

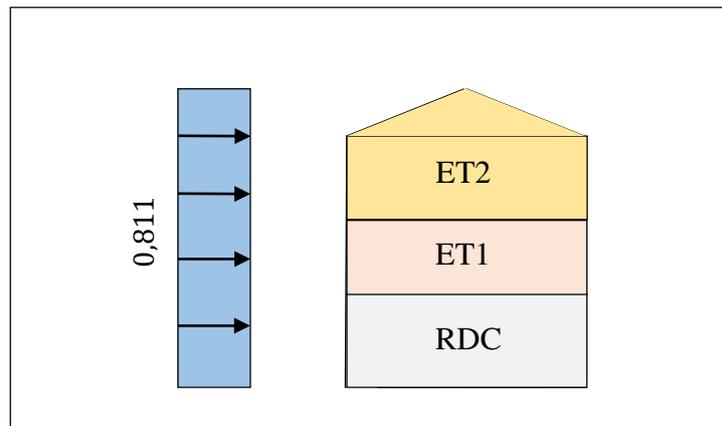


Figure II.3 : Répartition de la pression dynamique.

2.2. Calcul de la pression due au vent

2.2.1. Coefficients de pressions intérieures

On se réfère au paragraphe du RNV2013, Dans le cas où la perméabilité des parois du bâtiment est inconnue, les valeurs recommandées sont les suivantes :

Pression intérieure : $C_{pi} = +0,2$

Dépression intérieure : $C_{pi} = -0,3$

2.2.2. Coefficients de pressions extérieures

2.2.2.1. Direction du vent (V1) perpendiculaire au long-pan ($\theta = 0^\circ$)

a. Parois verticales

Pour la détermination des différentes zones de pression et au tableau pour déterminer les valeurs de coefficients C_{pe} . (Art 5.1 du RNV2013).

$$\text{Pour cette direction du vent : } \begin{cases} b = 40,20 \text{ m} \\ d = 20,00 \text{ m} \\ h = 13,02 \text{ m} \end{cases}$$

Avec :

b : Dimension du côté perpendiculaire au vent ;

d : Dimension du côté parallèle au vent ;

h : Hauteur de la construction.

Donc :

$$e = \min(b; 2h) = \min(40,2 ; 2 \times 13,02) = \mathbf{26,04 \text{ m}}$$

$$e = 26,04 \text{ m} > d = 20 \text{ m}$$

Les valeurs de $C_{pe.10}$ sont données dans le tableau II.7 :

Tableau II.7 : Coefficients de pressions extérieures.

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

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure II.4 :

$$\text{Zone A : } \frac{e}{5} = \frac{26,04}{5} = \mathbf{5,21 \text{ m}}$$

$$\text{Zone B : } d - \frac{e}{5} = 20 - \frac{26,04}{5} = \mathbf{14,79 \text{ m}}$$

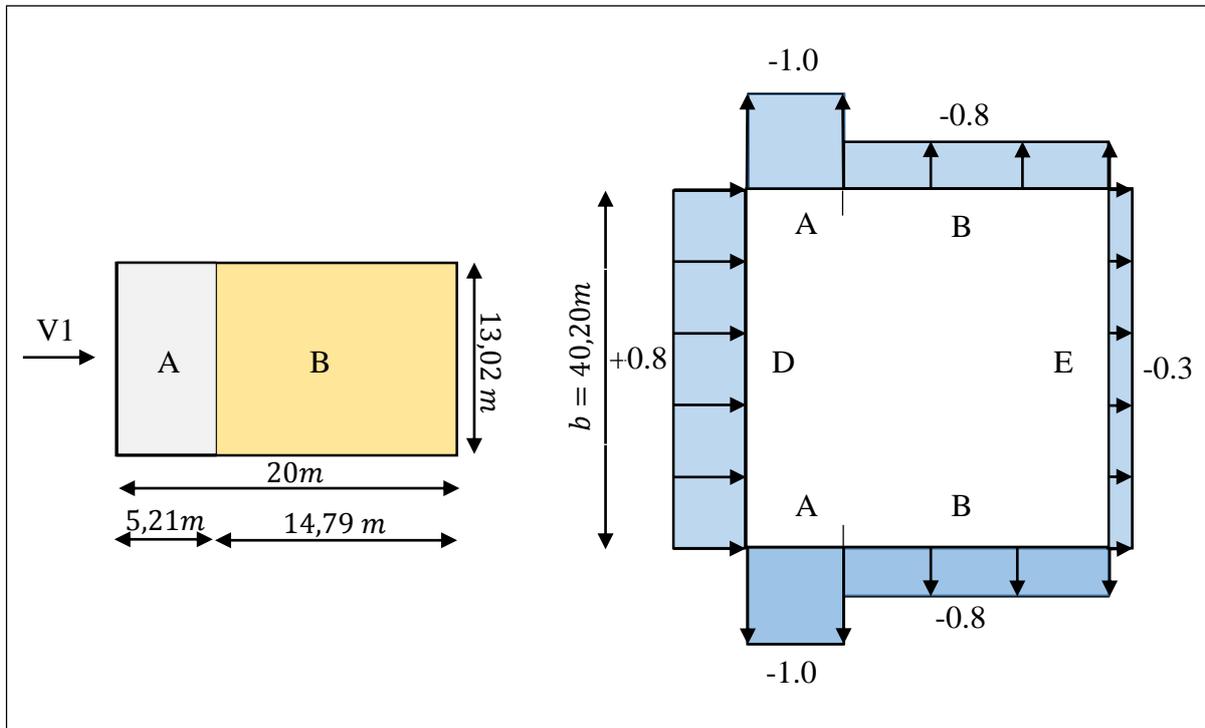


Figure II.4 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales suivant le long pan.

Les valeurs de $W(z)$ sont résumées dans le tableau II.8 :

Tableau II.8 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent sur les parois verticales.

Zone	$q_p(z)$ (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	C_d	$W(z)$ (KN/m ²)
D	0,811	+0,8	+0,2	+0,6	1,0	+0,487
			-0,3	+1,1		+0,892
A	0,811	-1,0	+0,2	-1,2	1,0	-0,973
			-0,3	-0,7		-0,568
B	0,811	-0,8	+0,2	-1,0	1,0	-0,811
			-0,3	-0,5		-0,406
E	0,811	-0,3	+0,2	-0,5	1,0	-0,406
			-0,3	0		0

b. Versant de toiture

Les coefficients de pressions extérieures $C_{pe,10}$ pour la toiture sont donnés dans le tableau II.9 : (Art 5.4 du RNV2013).

Tableau II.9 : Coefficients de pressions extérieures (toitures à deux versants).

Pente α	Zone pour vent de direction $\theta = 0^\circ$				
	F	G	H	I	J
	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
5°	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	-0,6
					+0,2

La toiture est divisée comme indiqué dans la figure II.5 :

$$\frac{e}{4} = \frac{26,04}{4} = 6,51 \text{ m}$$

$$\frac{e}{10} = \frac{26,04}{10} = 2,60 \text{ m}$$

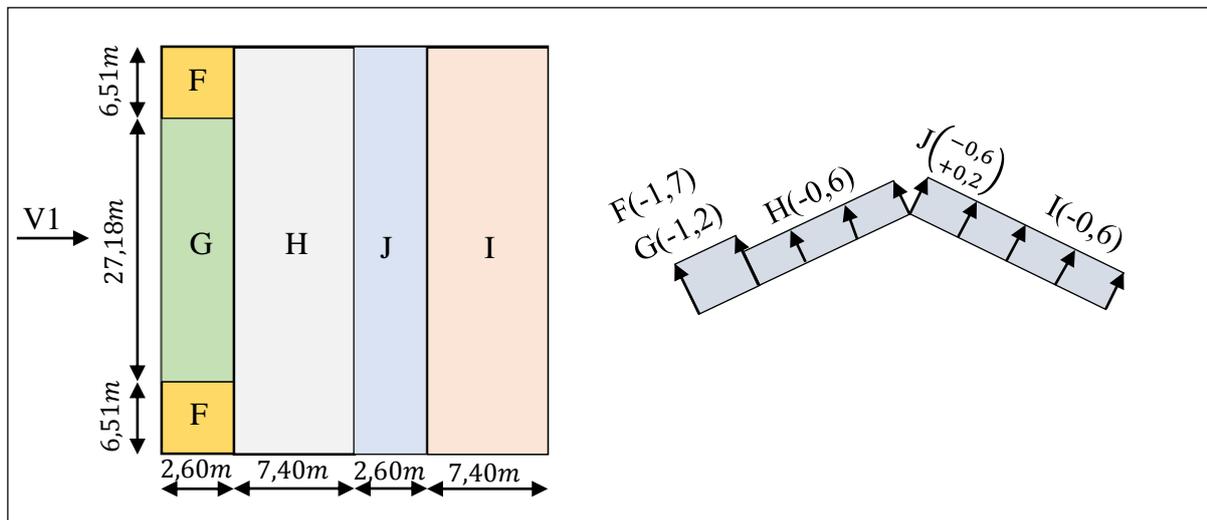


Figure II.5 : Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le long pan.

Les valeurs de $W(z)$ sont résumées dans le tableau II.10 :

Tableau II.10 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent sur les versants de toitures.

Zone	$q_p(z)$ (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	C_d	$W(z)$ (KN/m ²)
F	0,811	-1,7	+0,2	-1,9	1,0	-1,541
			-0,3	-1,4		-1,135
G	0,811	-1,2	+0,2	-1,4	1,0	-1,135
			-0,3	-0,9		-0,730
H	0,811	-0,6	+0,2	-0,8	1,0	-0,649
			-0,3	-0,3		-0,243

I	0,811	-0,6	+0,2	-0,8	1,0	-0,649
			-0,3	-0,3		-0,243
J	0,811	-0,6	+0,2	-0,8	1,0	-0,649
		+0,2	-0,3	+0,5		+0,406

2.2.2.2. Direction au vent V2 perpendiculaire au pignon

a. Parois verticales

Pour cette direction du vent : $\begin{cases} b = 20,00 \text{ m} \\ d = 40,20 \text{ m} \\ h = 13,02 \text{ m} \end{cases}$

Donc :

$$e = \min(b; 2h) = \min(20 ; 2 \times 13,02) = \mathbf{20,00 \text{ m}}$$

$$e = 20\text{m} < d = 40,2\text{m}$$

Les valeurs de $C_{pe.10}$ sont données dans le tableau II.11 : (Art 5.1 du RNV2013).

Tableau II.11 : Coefficients de pressions intérieures.

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

Il convient de diviser les parois comme suit :

$$\text{Zone A : } \frac{e}{5} = \frac{20}{5} = \mathbf{4,00 \text{ m}}$$

$$\text{Zone B : } \frac{4e}{5} = \frac{4 \times 20}{5} = \mathbf{16,00 \text{ m}}$$

$$\text{Zone C : } d - e = 40,2 - 20 = \mathbf{20,20 \text{ m}}$$

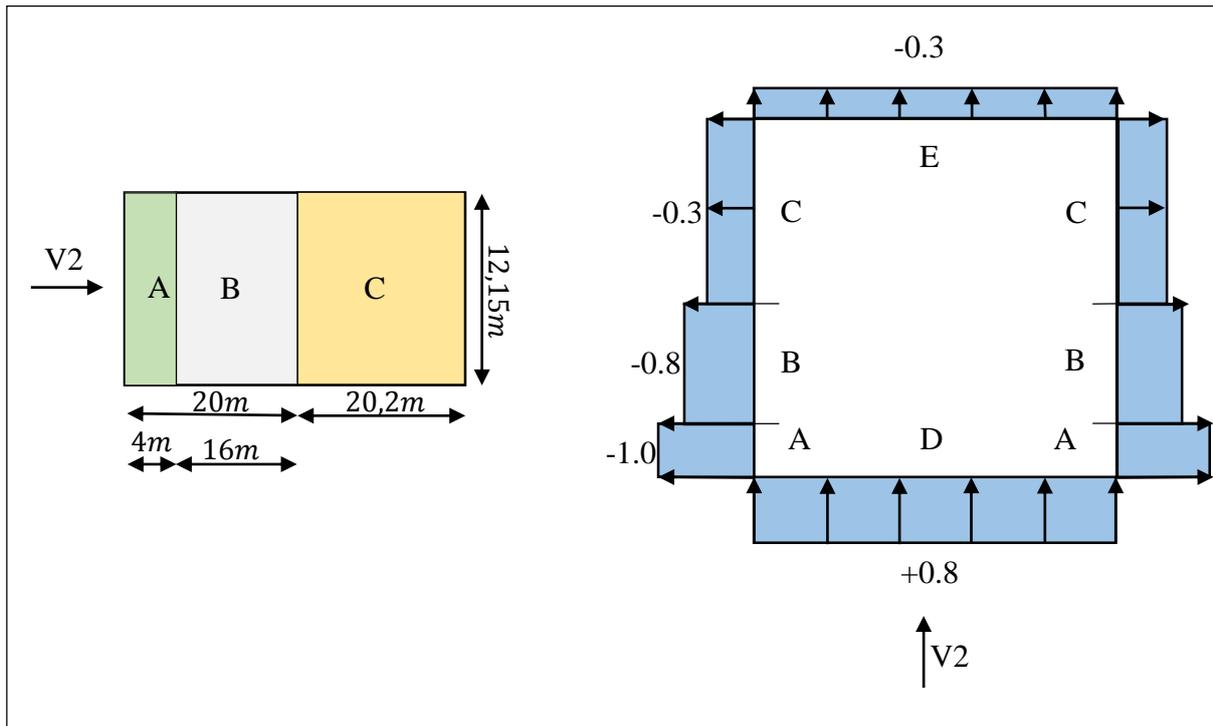


Figure II.6 : Vue en plan des zones de pression sur les parois verticales suivant le pignon.

Les valeurs de $W(z)$ sont résumées dans le tableau II.12 :

Tableau II.12 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent sur les parois verticales.

Zone	$q_p(z)$ (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	C_d	$W(z)$ (KN/m ²)
D	0,811	+0,8	+0,2	+0,6	1,0	+0,487
			-0,3	+1,1		+0,892
A	0,811	-1,0	+0,2	-1,2	1,0	-0,973
			-0,3	-0,7		-0,568
B	0,811	-0,8	+0,2	-1,0	1,0	-0,811
			-0,3	-0,5		-0,406
C	0,811	-0,5	+0,2	-0,7	1,0	-0,568
			-0,3	-0,2		-0,162
E	0,811	-0,3	+0,2	-0,5	1,0	-0,406
			-0,3	0		0

b. Versant de toiture

Les coefficients de pressions extérieures $C_{pe.10}$ pour la toiture sont donnés dans le tableau II.13 : (Art 5.4 du RNV2013).

Tableau II.13 : Coefficients de pressions extérieures (toitures à deux versants).

Pente α	Zone pour vent de direction $\theta = 90^\circ$				
	F	G	H	I	J
	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
5°	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	-0,6
					+0,2

La toiture est divisée comme indiqué dans la figure II.7 :

$$\frac{e}{4} = \frac{20}{4} = 5,00 \text{ m}$$

$$\frac{e}{10} = \frac{20}{10} = 2,00 \text{ m}$$

$$\frac{e}{2} = \frac{20}{2} = 10,00 \text{ m}$$

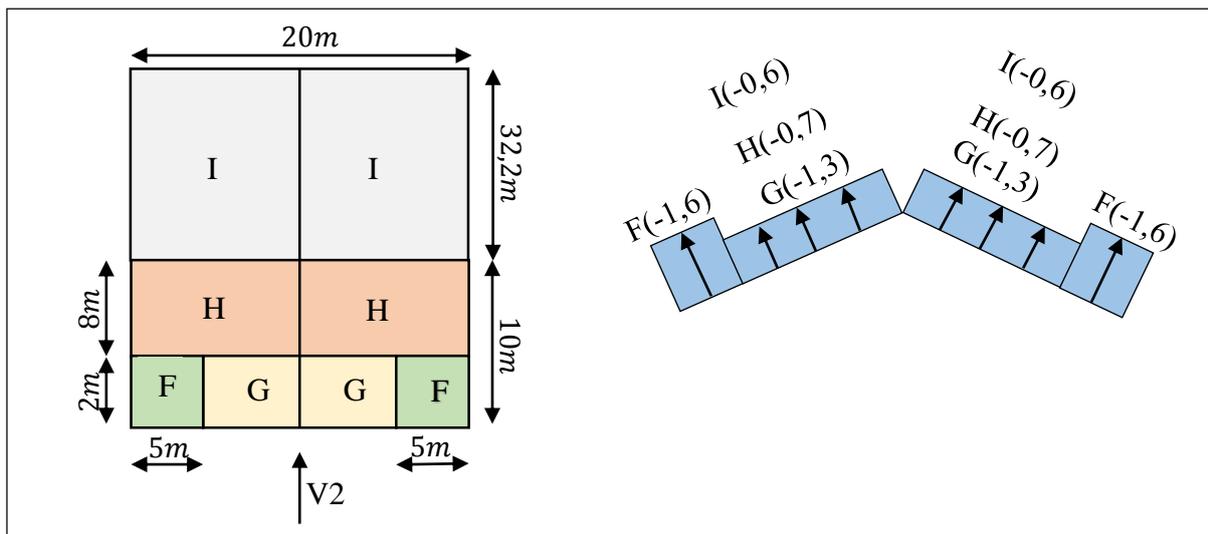


Figure II.7 : Vue en plan des zones de pression sur la toiture suivant le pignon.

Les valeurs de $W(z)$ sont résumées dans le tableau II.14 :

Tableau II.14 : Valeurs de la pression aérodynamique du vent sur les versants de toitures.

Zone	$q_p(z)$ (KN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	C_d	$W(z)$ (KN/m ²)
F	0,811	-1,6	+0,2	-1,8	1,0	-1,460
			-0,3	-1,3		-1,054
G	0,811	-1,3	+0,2	-1,5	1,0	-1,217
			-0,3	-1,0		-0,811
H	0,811	-0,7	+0,2	-0,9	1,0	-0,730
			-0,3	-0,4		-0,324

I	0,811	-0,6	+0,2	-0,8	1,0	-0,649
			-0,3	-0,3		-0,243

3. Calcul de la force du frottement

Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent dans le cas où l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\frac{d}{b} \geq 2$$

$$\frac{d}{h} \geq 4$$

Avec :

d : dimension (en m) de la construction parallèle au vent ;

b : dimension (en m) de la construction perpendiculaire au vent ;

h : hauteur (en m) de la construction.

Sens V1 :

$$\frac{d}{b} = \frac{20}{40,2} = 0,5 < 2 \quad \text{Non Vérifiée}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{20}{13,02} = 1,54 < 4 \quad \text{Non Vérifiée}$$

Les forces de frottement sur les parois peuvent être négligées

Sens V2 :

$$\frac{d}{b} = \frac{40,2}{20} = 2,01 > 2 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{40,2}{13,02} = 3,09 < 4 \quad \text{Non Vérifiée}$$

Au moins l'une des conditions soit vérifiée. Il y a lieu de considérer les forces de frottement.

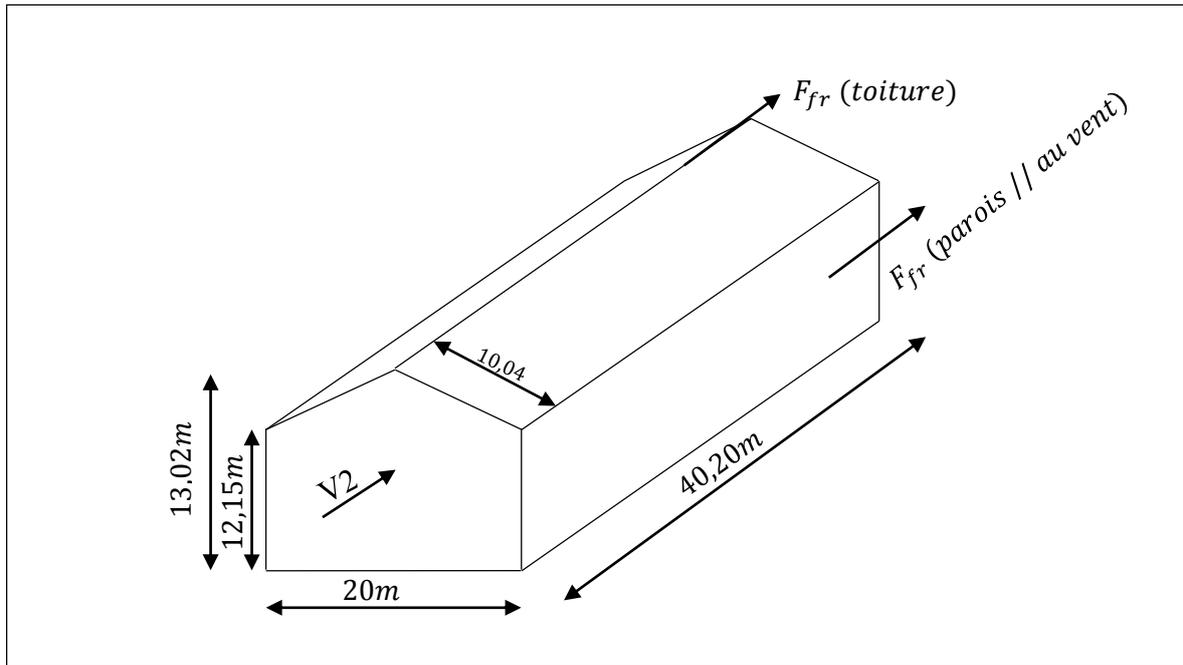


Figure II.8 : Forces de frottement.

La force de frottement F_{fr} est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$q_p(z)$: est la pression dynamique de pointe à la hauteur z considérée ;

C_{fr} : est le coefficient de frottement pour l'élément de surface considérée ;

A_{fr} : est l'aire de l'élément de surface balayé par le vent.

3.1. Coefficient du frottement C_{fr}

Pour déterminer la force, la subdivision des parois parallèles au vent (dont la somme des aires est appelée aussi aire de frottement) doit tenir compte des états de surfaces différents.

On prendra dans notre cas un bardage en toiture et au niveau des parois verticales, dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent.

$$C_{fr} = 0,04$$

L'aire de frottement pour la toiture est déterminée en introduisant la longueur du développé de la toiture, soit:

$$\frac{10}{\cos(5^\circ)} = 10,04 \text{ m}$$

$$\text{Toiture : } F_{fr} = 0,811 \times 0,04 \times (40,2 \times 2 \times 10,04) = 26,19 \text{ KN}$$

$$\text{Parois verticales : } F_{fr} = 0,811 \times 0,04 \times (40,2 \times 2 \times 13,02) = 33,96 \text{ KN}$$

La force de frottement totale : $F_{fr} = 26,19 + 33,96 = \mathbf{60,15\ KN}$

4. Action d'ensemble :

La force résultante se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale R_x (Traînée) qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture ;
- Une force de soulèvement R_z (Portance) qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

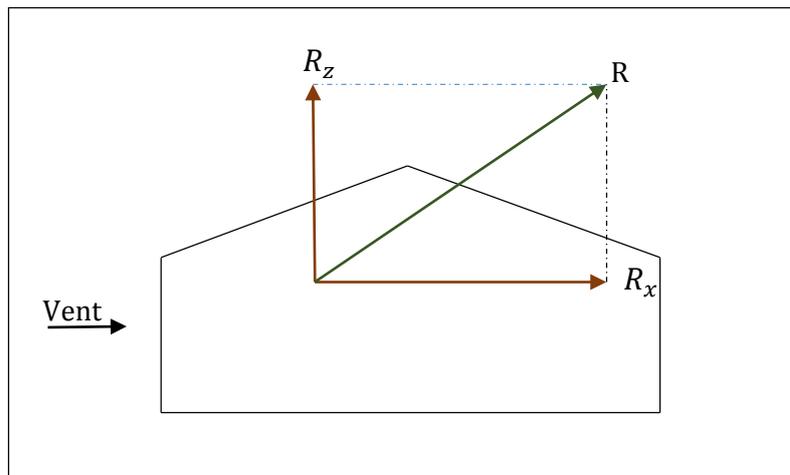


Figure II.9 : Résultante de forces.

La force résultante R est donnée par : (Art 2.10 du RNV2013).

$$F_W = C_d \sum W(Z) \times A_{ref} + \sum F_{fr}$$

Où :

C_d : Coefficient dynamique ;

$W(Z)$: Pression aérodynamique du vent qui s'exerce sur un élément de surface considérée ;

A_{ref} : L'aire de l'élément de surface considérée ;

F_{fr} : Les forces de frottements (d'entraînement) éventuelles.

4.1. Calcul des surfaces tributaires de chaque zone (Projection horizontale)

❖ Direction du vent $\theta = 0^\circ$

$$\text{Zone D} : S_D = 40,2 \times 12,15 = 488,430 \text{ m}^2$$

$$\text{Zone E} : S_E = 40,2 \times 12,15 = \mathbf{488,430 \text{ m}^2}$$

$$\text{Zone F}_1 : S_{F_1} = 2,60 \times 6,51 = \mathbf{16,926 \text{ m}^2}$$

Zone F_2 : $S_{F_1} = 2,60 \times 6,51 = 16,926 \text{ m}^2$

Zone G : $S_G = 2,60 \times 27,18 = 70,668 \text{ m}^2$

Zone H : $S_H = 7,40 \times 42,20 = 312,280 \text{ m}^2$

Zone I : $S_I = 7,40 \times 42,20 = 312,280 \text{ m}^2$

Zone J : $S_J = 2,60 \times 42,20 = 109,720 \text{ m}^2$

❖ Direction du vent $\theta = 90^\circ$

Zone D : $S_D = 20 \times 12,15 + 10 \times 0,87 = 251,70 \text{ m}^2$

Zone E : $S_E = 20 \times 12,15 + 10 \times 0,87 = 251,70 \text{ m}^2$

Zone F_1 : $S_{F_1} = 5 \times 2 = 10 \text{ m}^2$

Zone F_2 : $S_{F_1} = 5 \times 2 = 10 \text{ m}^2$

Zone G : $S_G = (5 \times 2) \times 2 = 20 \text{ m}^2$

Zone H : $S_H = (8 \times 10) \times 2 = 160 \text{ m}^2$

Zone I : $S_I = (32,5 \times 10) \times 2 = 650 \text{ m}^2$

Les valeurs de F_{wx} et F_{wz} sont résumées dans les tableaux suivants :

❖ Direction du vent $\theta = 0^\circ$

Tableau II.15 : Valeurs des forces horizontales et verticales : Direction du vent ($\theta = 0^\circ$) avec pression intérieure de +0.2.

Zone	Composantes horizontales (KN)	Composantes verticales (KN)
D	$0,487 \times 488,43 = 237,87 \rightarrow$	0
E	$0,406 \times 488,43 = 198,30 \rightarrow$	0
F_1	$1,541 \times 16,926 \tan 5 = 2,28 \leftarrow$	$1,541 \times 16,926 = 26,08 \uparrow$
F_2	$1,541 \times 16,926 \tan 5 = 2,28 \leftarrow$	$1,541 \times 16,926 = 26,08 \uparrow$
G	$1,135 \times 70,668 \tan 5 = 7,02 \leftarrow$	$1,135 \times 70,668 = 80,21 \uparrow$
H	$0,649 \times 312,280 \tan 5 = 17,73 \leftarrow$	$0,649 \times 312,280 = 202,67 \uparrow$
I	$0,649 \times 312,280 \tan 5 = 17,73 \rightarrow$	$0,649 \times 312,280 = 202,67 \uparrow$
J	$0,649 \times 109,720 \tan 5 = 6,23 \rightarrow$	$0,649 \times 109,720 = 71,21 \uparrow$
Total	$F_{wx} = 430,82 \rightarrow$	$F_{wz} = 608,92 \uparrow$

Tableau II.16 : Valeurs des forces horizontales et verticales : Direction du vent ($\theta = 0^\circ$) avec dépression intérieure de -0,3.

Zone	Composantes horizontales (KN)	Composantes verticales (KN)
D	$0,892 \times 488,43 = 435,68 \rightarrow$	0
E	0	0
F ₁	$1,135 \times 16,926 \tan 5 = 1,68 \rightarrow$	$1,135 \times 16,926 = 19,21 \downarrow$
F ₂	$1,135 \times 16,926 \tan 5 = 1,68 \rightarrow$	$1,135 \times 16,926 = 19,21 \downarrow$
G	$0,730 \times 70,668 \tan 5 = 4,51 \rightarrow$	$0,730 \times 70,668 = 51,59 \downarrow$
H	$0,243 \times 312,280 \tan 5 = 6,64 \rightarrow$	$0,243 \times 312,280 = 71,82 \downarrow$
I	$0,243 \times 312,280 \tan 5 = 6,64 \leftarrow$	$0,243 \times 312,280 = 71,82 \downarrow$
J	$0,406 \times 109,720 \tan 5 = 3,90 \leftarrow$	$0,406 \times 109,720 = 44,55 \downarrow$
Total	$F_{wx} = 439,65 \rightarrow$	$F_{wz} = 278,20 \downarrow$

❖ Direction du vent $\theta = 90^\circ$

Tableau II.17 : Valeurs des forces horizontales et verticales : Direction du vent ($\theta = 90^\circ$) avec pression intérieure de +0.2.

Zone	Composantes horizontales (KN)	Composantes verticales (KN)
D	$0,487 \times 243 = 118,34 \rightarrow$ $0,487 \times 8,7 = 4,24 \rightarrow$	0
E	$0,406 \times 243 = 98,66 \rightarrow$ $0,406 \times 8,7 = 3,53 \rightarrow$	0
F ₁	0	$1,460 \times 10 \cos 5 = 14,54 \uparrow$
F ₂	0	$1,460 \times 10 \cos 5 = 14,54 \uparrow$
G	0	$1,217 \times 20 \cos 5 = 24,25 \uparrow$
H	0	$0,730 \times 160 \cos 5 = 116,36 \uparrow$
I	0	$0,649 \times 650 \cos 5 = 420,25 \uparrow$
F _{fr}	60,15 \rightarrow	0
Total	$F_{wx} = 284,92 \rightarrow$	$F_{wz} = 589,94 \uparrow$

Tableau II.18 : Valeurs des forces horizontales et verticales : Direction du vent ($\theta = 90^\circ$) avec dépression intérieure de -0,3.

Zone	Composantes horizontales (KN)	Composantes verticales (KN)
D	$0,892 \times 243 = 216,76 \rightarrow$ $0,892 \times 8,7 = 7,76 \rightarrow$	0
E	0	0
F ₁	0	$1,054 \times 10 \cos 5 = 10,50 \downarrow$
F ₂	0	$1,054 \times 10 \cos 5 = 10,50 \downarrow$
G	0	$0,811 \times 20 \cos 5 = 16,16 \downarrow$
H	0	$0,324 \times 160 \cos 5 = 51,64 \downarrow$
I	0	$0,243 \times 650 \cos 5 = 157,35 \downarrow$
F _{fr}	60,15 \rightarrow	0
Total	$F_{wx} = 284,67 \rightarrow$	$F_{wz} = 246,15 \downarrow$

5. La stabilité d'ensemble

5.1. Vérification de la stabilité transversale : Direction du vent ($\theta = 0^\circ$)

La représentation des charges provoquant un moment de renversement au long-pan est illustrée dans la figure II.10 :

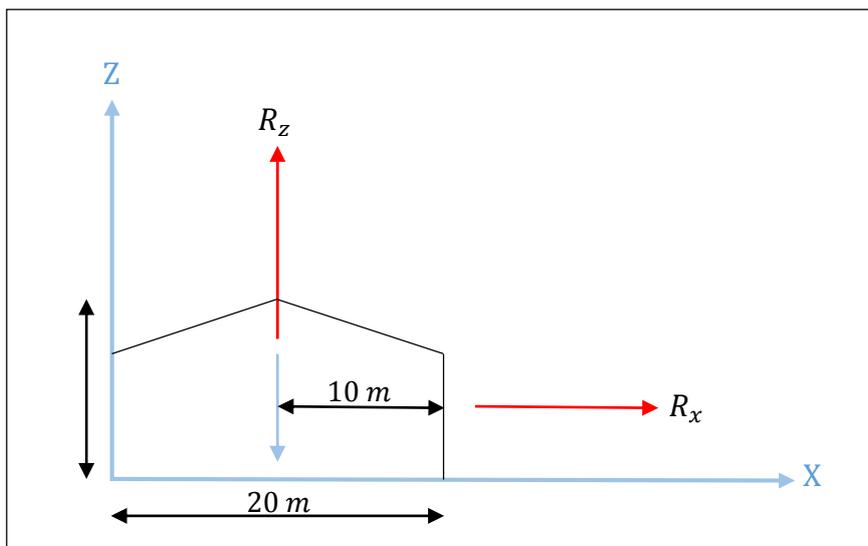


Figure II.10 : Stabilité transversale de la structure.

5.1.1. Calcul du moment de renversement

Le moment renversant est donné par la formule suivante :

$$M_r = \left(F_{wx} \times \frac{h}{2} \right) + \left(F_{wz} \times \frac{d}{2} \right)$$

$$M_r = \left(430,82 \times \frac{13,02}{2} \right) + \left(608,92 \times \frac{20}{2} \right)$$

$$M_r = \mathbf{8\ 893,84\ KN.m}$$

5.1.2. Calcul du moment stabilisant

Le moment stabilisant est donné comme suit :

$$M_s = w \times \frac{d}{2}$$

Avec : w est le poids approximatif par m^2 de la surface en plan du bâtiment ;

$$M_s = 10970,8 \times \frac{20}{2}$$

$$M_s = \mathbf{109\ 708\ KN.m}$$

Donc :

$M_r = 8893,84\ KN.m > M_s = 109708\ KN.m \rightarrow$ La stabilité transversale est vérifiée.

5.2. Vérification de la stabilité longitudinale : Direction du vent ($\theta = 90^\circ$)

La représentation des charges provoquant un moment de renversement au pignon est illustrée dans la figure II.11 :

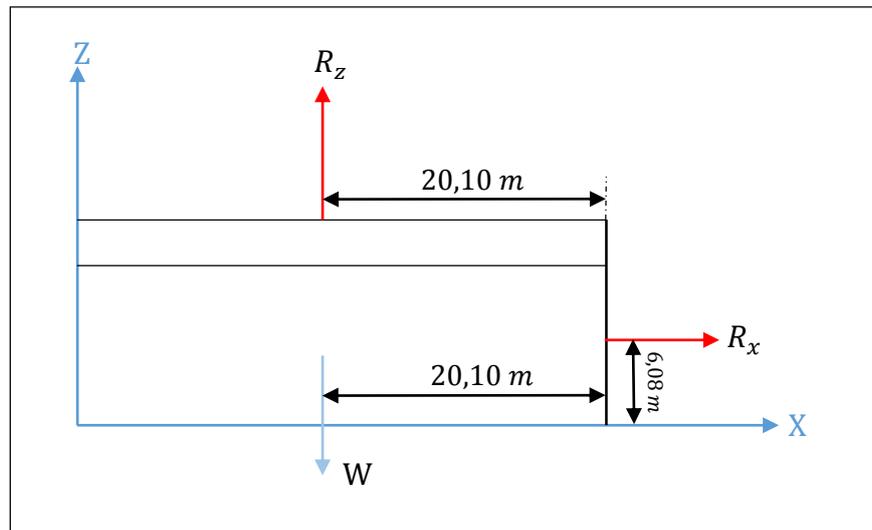


Figure II.11 : Stabilité longitudinale de la structure.

5.2.1. Calcul du moment de renversement

$$M_r = \left(F_{wx} \times \frac{h}{2} \right) + \left(F_{wz} \times \frac{d}{2} \right)$$

$$M_r = 284,92 \times \frac{13,02}{2} + 589,94 \times \frac{40,2}{2}$$

$$M_r = \mathbf{13\ 712,62\ KN.m}$$

5.2.2. Calcul du moment stabilisant

$$M_s = w \times \frac{d}{2}$$

$$M_s = 10970,8 \times \frac{40,2}{2}$$

$$M_s = \mathbf{220\ 513,08\ KN.m}$$

Donc :

$M_r = 13712,62\ KN.m > M_s = 220513,08\ KN.m \rightarrow$ La stabilité transversale est vérifiée.

II. Etude à la neige

1. Objet et domaine d'application

Le Règlement Neige et Vent Algérien définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol est soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situé à une altitude inférieure à 2000 mètres.

2. Charge de neige sur le sol

La charge caractéristique de neige sur le sol S_K (KN/m^2) par unité de surface est en fonction de la localisation géographique (Tipaza classé en zone de neige B) et de l'altitude du lieu considéré ($H=170$ m par rapport au niveau de la mer). S'obtiens par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0,04H + 10}{100}$$

$$S_k = \frac{0,04(175) + 10}{100}$$

$$S_k = 0,17 \text{ KN/m}^2$$

3. Charge de neige sur la toiture

La charge caractéristique de neige S (KN/m^2) par unité de surface horizontale de toiture soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante : (Art1 du RNV2013)

$$S = \mu S_K$$

Où :

μ : C'est un coefficient de forme, (déterminé en fonction de la forme de la toiture) ;

S_K : C'est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

3.1. Coefficient de forme des toitures

On a deux versants symétriques, donc : $\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 5^\circ$

$$0 \leq \alpha = 5^\circ \leq 30 \rightarrow \mu(\alpha) = 0,8$$

3.2. Charge de neige sans accumulation

$$S(\alpha) = 0,8 \times 0,17 = 0,136 \text{ KN/m}^2$$

Projection horizontale

$$S(\alpha) = 0,136 \times \cos(5) = 0,135 \text{ KN/m}^2$$

Suivant rampant

3.3. Charge de neige avec accumulation

$$\cos(ii) \begin{cases} \text{Versant gauche :} & S = S(\alpha) = \mathbf{0,136 \text{ KN/m}^2} \\ \text{Versant droit :} & 0,5 S(\alpha) = 0,5 \times 0,085 = \mathbf{0,068 \text{ KN/m}^2} \end{cases}$$

$$\cos(iii) \begin{cases} \text{Versant gauche :} & 0,5 S(\alpha) = 0,5 \times 0,085 = \mathbf{0,068 \text{ KN/m}^2} \\ \text{Versant droit :} & S = S(\alpha) = \mathbf{0,136 \text{ KN/m}^2} \end{cases}$$

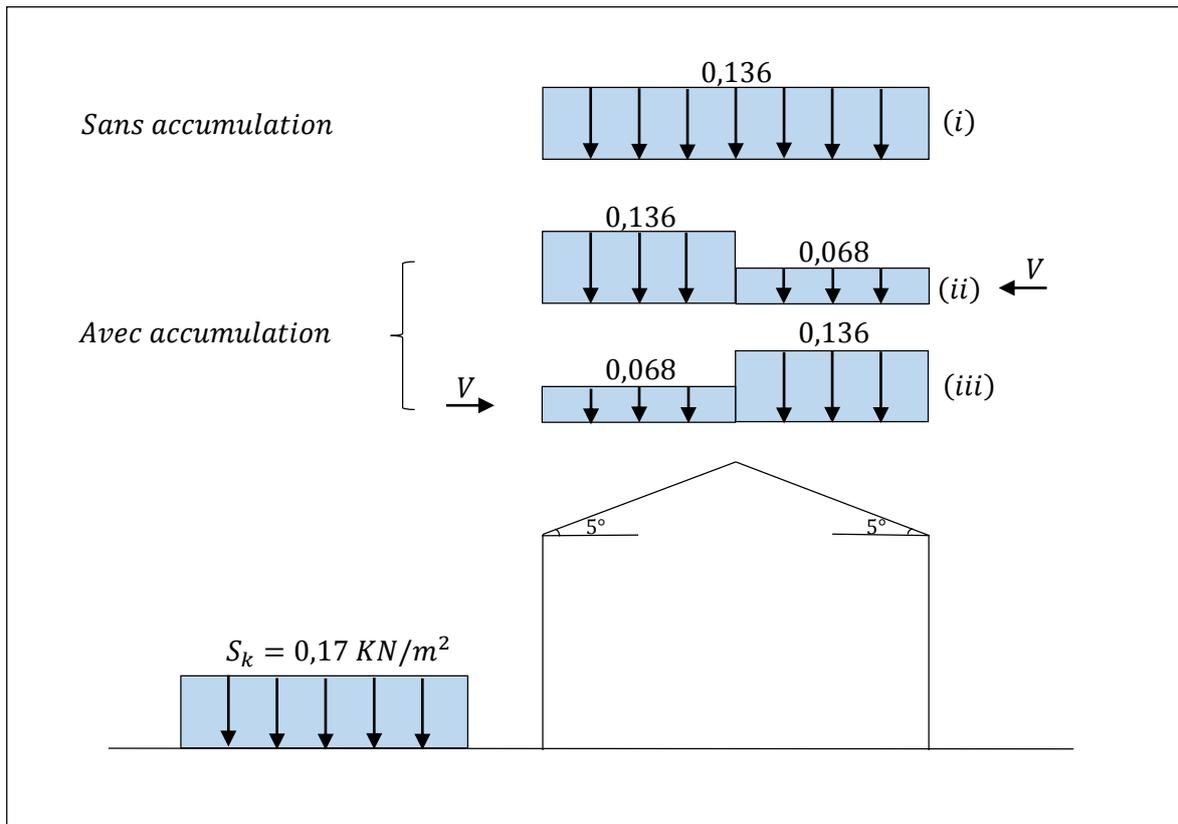
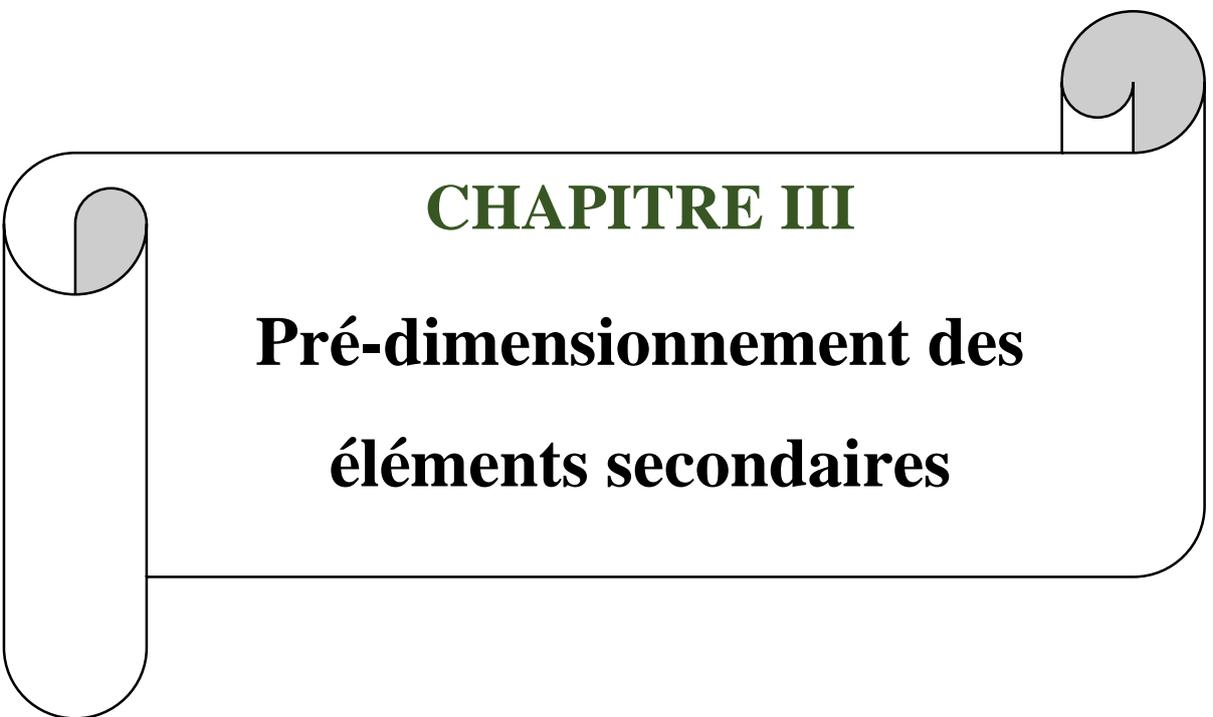


Figure II.12 : Représentation des charges statique de neige sur le sol et sur la toiture.

Conclusion

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



CHAPITRE III

Pré-dimensionnement des éléments secondaires

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons traiter le calcul des différents éléments résistants à savoirs (les pannes, les potelets, les lisses de bardage, les liernes, les solives et les escaliers) qui constituent notre bâtiment, et qui seront soumis aux différents chargements.

Ce calcul nous fournira les profilés qui devront assurer à la fois la résistance et la stabilité de la structure suivant le règlement de l'Eurocode 03.

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

I. Etude des pannes

1. Introduction

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

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

Elles peuvent être subdivisées en trois (03) catégories :

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

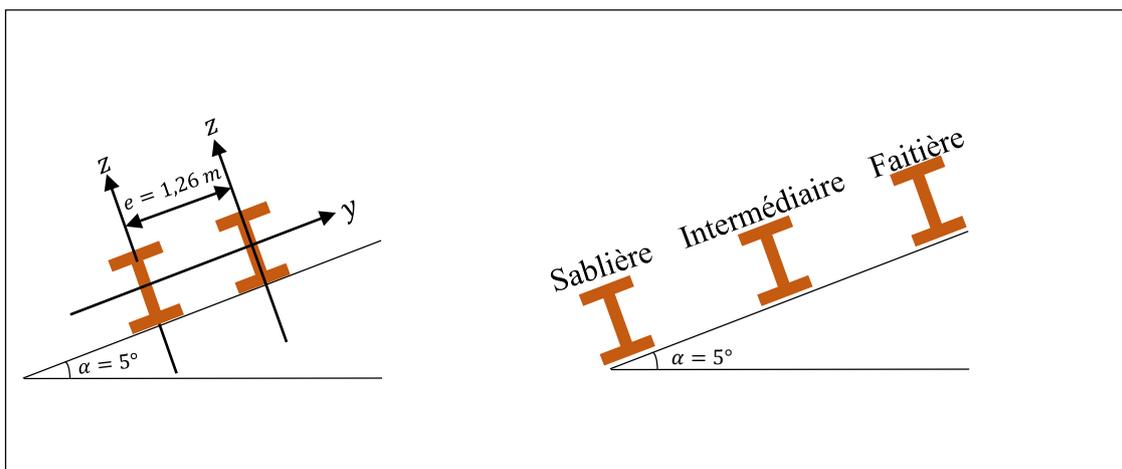


Figure III.1 : Dispositions des pannes sur la toiture et les charges appliquées.

2. Données de calcul

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

Angle d'inclinaison : $\alpha = 5^\circ$;

Espacement entre axes horizontale des pannes : $e = \frac{10,04}{8} = 1,26 \text{ m}$;

On dispose de neuf (09) lignes de pannes sur chaque versant de toiture.

3. Evaluation des charges et surcharges

3.1. Charges permanentes (G)

Poids propre de la couverture 12 Kg/m²

Poids propre des accessoires de pose 5 Kg/m²

Poids propre de la panne estimé 12 Kg/ml

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

$$G = [(12 + 5)1,26 + 12]$$

$$G = 33,42 \text{ Kg/ml}$$

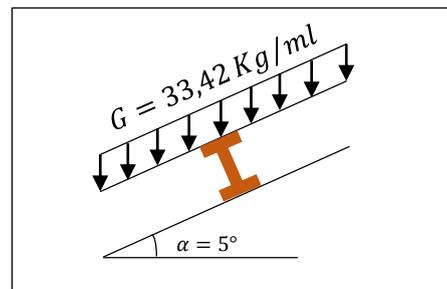


Figure III. 2 : Schéma statique des charges permanentes G sur les pannes.

3.2. Surcharges d'entretien (E)

D'après les Eurocodes EN 1991-1-1 et 1-3, pour les couvertures dont la pente est inférieure à 30°, on prend comme charge d'entretien une charge minimale de 0,6 KN/m² (60 Kg/m²) de la surface de la couverture.

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

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

$$E = q_k \times e$$

$$E = 60 \times 1,26 = 75,60 \text{ Kg/ml}$$

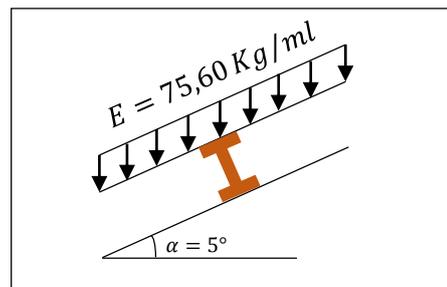


Figure III. 3 : Schéma statique des charges d'entretiens E sur les pannes.

3.3. Surcharges de neige (N)

Pour raison sécuritaire nous majorons la valeur estimée de la charge de neige. Nous mettons : $S = 13,6 \text{ Kg/m}^2$

$$N = S \times e$$

$$N = 13,6(1,25)$$

$$N = \mathbf{17,00 \text{ Kg/ml}}$$

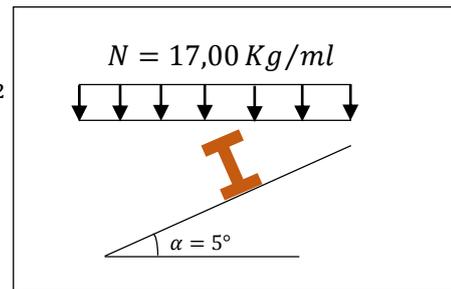


Figure III. 4 : Schéma statique des surcharges de neige N sur les pannes.

3.4. Surcharges du vent (V)

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

$$V = 154,1 \text{ daN/m}^2 = 154,1 \text{ Kg/m}^2$$

$$V = 154,1 \times e$$

$$V = 154,1 (1,26)$$

$$V = \mathbf{194,17 \text{ Kg/ml}}$$

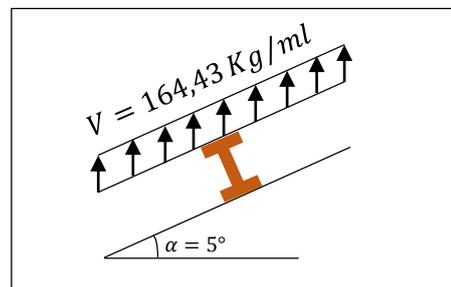


Figure III. 5 : Schéma statique des surcharges du vent V sur les pannes.

4. Combinaisons des charges les plus défavorables

4.1. Actions vers le bas ↓

$$Q_{sd1} = 1,35G + 1,5E = (1,35 \times 33,42) + (1,5 \times 75,60)$$

$$Q_{sd1} = \mathbf{158,52 \text{ Kg/ml}}$$

$$Q_{sd2} = 1,35G + 1,5N = (1,35 \times 33,42) + (1,5 \times 17,14)$$

$$Q_{sd2} = \mathbf{70,62 \text{ Kg/ml}}$$

4.2. Actions vers le haut ↑

$$Q_{z,sd} = G \cos \alpha - 1,5V = 33,42 \cos 5 - 1,5(194,17)$$

$$Q_{z,sd} = \mathbf{-257,96 \text{ Kg/ml} \uparrow}$$

$$Q_{y,sd} = 1,35G \sin \alpha = 1,35 \times 33,42 \sin 5$$

$$Q_{y,sd} = \mathbf{3,93 \text{ Kg/ml} \leftarrow}$$

Remarque :

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

5. Vérification à l'état limite ultime (ELU)

5.1. Vérification à la résistance en section

Par tâtonnement et après plusieurs tentatives on choisit l'**IPE 180**.

Tableau III.2 : Les caractéristiques du profilé IPE 180.

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

Remarque :

Les profilés laminés de calibres inférieurs ou égaux à l'**IPE 180**, sont généralement d'une section de **classe 1**.

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

$$G = [(P_{couverture} + P_{accessoires}) e + P_{panne}] = 40,22 \text{ Kg/ml}$$

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

Action vers le haut :

$$Q_{sd} = 167,70 \text{ Kg/ml} \downarrow$$

Action vers le bas :

$$Q_{z,sd} = -251,19 \text{ Kg/ml} \uparrow$$

$$Q_{y,sd} = 4,73 \text{ Kg/ml} \leftarrow$$

5.1.2. Classe de la section

5.1.2.1. Classe de la semelle (Semelle comprimé)

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \text{ (voir annxe 4)}$$

$$c = \frac{b - t_w - 2r}{2} = \frac{91 - 5,3 - 2(9)}{2(8)} = 4,23$$

$$\frac{c}{t_f} = 4,23 < 10\varepsilon = 10 \quad \rightarrow \quad \text{Semelle de classe 1}$$

5.1.2.2. Classe de l'âme (âme fléchie)

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{h - (2t_f + 2r)}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad (\text{voir annexe 3})$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{146}{5,3} = 27,55$$

$$\frac{d}{t_w} = 27,55 < 72\varepsilon = 72 \quad \rightarrow \quad \text{Ame de classe 1}$$

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

5.1.3. Vérification à la flexion

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

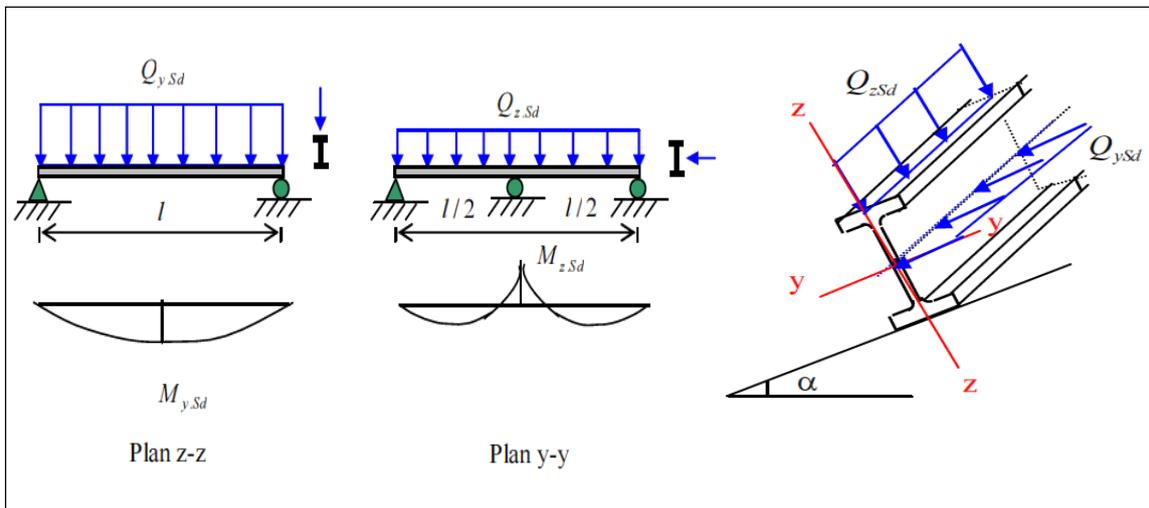


Figure III.6 : Panne de toiture sous la flexion.

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

$$\left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta \leq 1,0$$

Avec :

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

$$\text{Pour les sections en I et H : } \alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n \geq 1 \quad \rightarrow \quad n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = 0 \quad \rightarrow \quad \beta = 1$$

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

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

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

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

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

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

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd1}; Q_{sd2}) = 167,70 \text{ daN/ml } \uparrow$$

$$Q_{z,sd} = Q_{sd} \times \cos \alpha = 158,52 \cos 5 = 167,06 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 158,52 \sin 5 = 14,61 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{157,92 \times 6^2}{8} = 751,77 \text{ daN.m (sur deux appuis)}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times (l/2)^2}{8} = \frac{13,82 \times 3^2}{8} = 16,44 \text{ daN.m (sur trois appuis)}$$

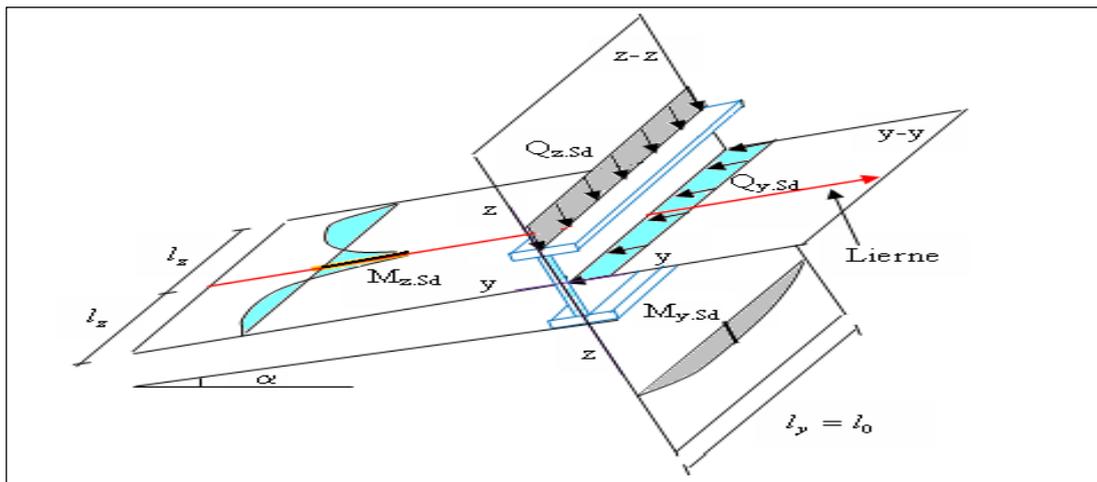


Figure III.7 : Panne de toiture et les différents plans de chargement.

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166.10^{-6} \times 235.10^5}{1,1} = 3\,546,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34,6.10^{-6} \times 235.10^5}{1,1} = 739,18 \text{ daN.m}$$

Avec :

$$f_y = 235 \text{ Mpa} = 2350 \text{ daN/cm}^2 = 235.10^5 \text{ daN/m}^2 \text{ Limite d'élasticité du matériau (S235)}$$

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

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

Donc :

$$\left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta = \left[\frac{751,77}{3546,36} \right]^2 + \left[\frac{16,44}{739,18} \right]^1 = 0,07 < 1,0 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5.1.4. Vérification au cisaillement

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

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,Rd} \rightarrow V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} \text{ et } V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{y,sd} \leq V_{ply,Rd} \rightarrow V_{y,sd} = \frac{0,625 Q_{y,sd} \times l}{2} \text{ et } V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$V_{z,sd}$: Effort tranchant dans le plan de l'âme ;

$V_{y,sd}$: Effort tranchant dans le plan des semelles ;

$V_{plz,Rd}$: Résistance plastique de la section à l'effort tranchant ;

$V_{ply,Rd}$: Résistance plastique de la section à l'effort tranchant ;

A_{vz} : Aire de cisaillement (profilé IPE180) en cm^2 ;

A_{vy} : Aire de cisaillement (profilé IPE180) en cm^2 ;

γ_{M0} : Coefficient partiel de sécurité pour la vérification des éléments aux instabilités.

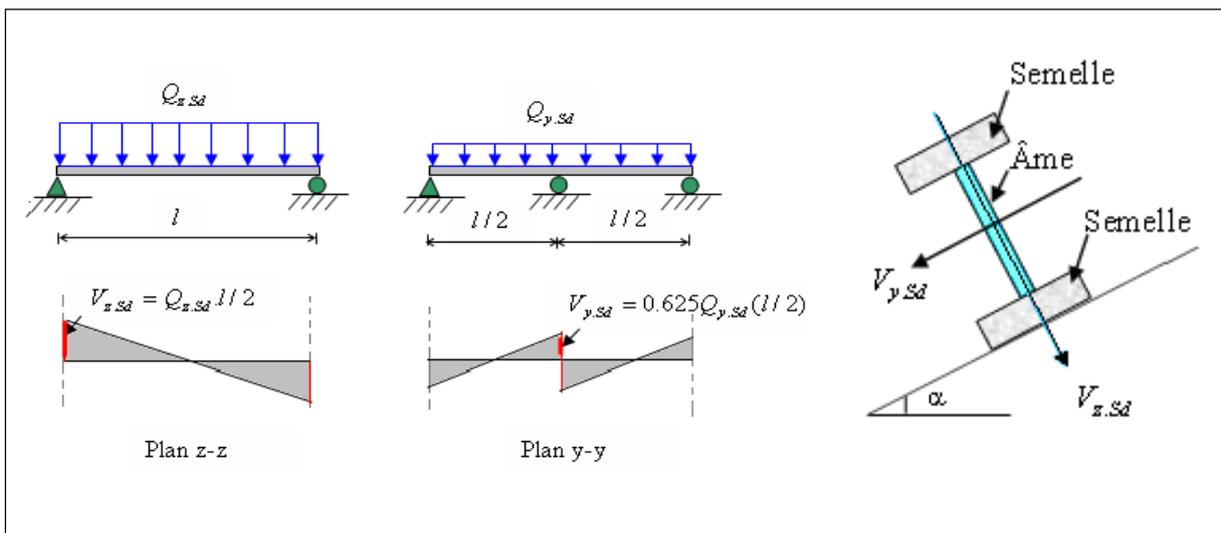


Figure III.8 : Panne de toiture en cisaillement sous les différents plans de chargement.

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{167,06 \times 6}{2} = \mathbf{501,18 \text{ daN}}$$

$$V_{y,sd} = 0,625 Q_{y,sd} \left(\frac{l}{2}\right) = 0,625 \times 14,61 \frac{6}{2} = \mathbf{27,39 \text{ daN}}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{11,3 \cdot 10^{-4} (235/\sqrt{3}) \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{13\,937,76 \text{ daN}}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{12,7 \cdot 10^{-4} (235/\sqrt{3}) \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{15\,664,56 \text{ daN}}$$

Donc :

$$V_{z,sd} = 501,18 \text{ daN} < V_{plz,Rd} = 13\,937,76 \text{ daN} \quad \rightarrow \quad \mathbf{Condition\ vérifiée}$$

$$V_{y,sd} = 27,39 \text{ daN} < V_{ply,Rd} = 15\,664,56 \text{ daN} \quad \rightarrow \quad \mathbf{Condition\ vérifiée}$$

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

5.1.5. Vérification au déversement

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

Déversement = flambement latéral + rotation de la section transversale

La semelle supérieure :

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

La semelle inférieure :

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

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

$$\frac{M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1,0$$

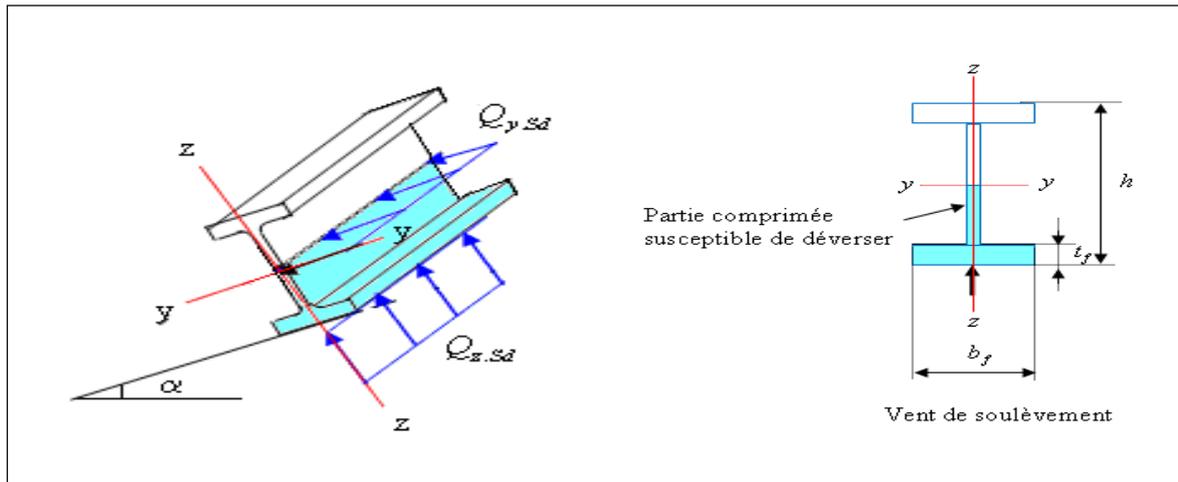


Figure III.9 : Déversement d'une poutre de toiture.

Vérification de la semelle inférieure comprimée au déversement :

Action vers le haut :

$$Q_{z,sd} = - 251,19 \text{ dan/ml } \uparrow$$

$$Q_{y,sd} = 4,73 \text{ dan/ml } \leftarrow$$

$$M_{y,Sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{251,19 \times 6^2}{8} = \mathbf{1\ 130,36 \text{ daN.m}}$$

$$M_{z,Sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{4,73 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = \mathbf{5,32 \text{ daN.m}}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{3\ 546,36 \text{ daN.m}}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34,6 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{739,18 \text{ daN.m}}$$

5.1.5.1. Calcul du moment résistant au déversement $M_{b,Rd}$

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

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

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

Avec :

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

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

5.1.5.2. Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT}

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

5.1.5.3. Calcul de l'élançement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$

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

Avec :

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

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

5.1.5.4. Calcul du moment critique élastique de déversement M_{cr}

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0,5}$$

Avec :

$I_t = 4,79 \text{ cm}^4$: Moment d'inertie de torsion ;

$I_w = 7,43 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$: Facteur de gauchissement ;

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

$G = 8 \cdot 10^3 \text{ KN/cm}^2$: Le module d'élasticité transversale de l'acier ;

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

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

$$M_{cr} = 1,132 \frac{3,14^2 \times 2,1 \cdot 10^4 \times 101}{600^2} \left[\frac{7,43 \cdot 10^3}{101} + \frac{600^2 \times 8 \cdot 10^3 \times 4,79}{3,14^2 \times 2,1 \cdot 10^4 \times 101} \right]^{0,5}$$

$$M_{cr} = 1780,60 \text{ KN.cm} = 17,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr} = \mathbf{1780,60 \text{ daN.m}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1,0 \times 166 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1780,6}} = 1,48$$

$$\frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1,98 < 2 \rightarrow \text{Courbe de flambement } \mathbf{a} \text{ (voir annexe 7)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_{LT} = 1,48 \\ \text{courbe de flambement } a \end{array} \right. \rightarrow \chi_{LT} = \mathbf{0,3810}$$

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

$$M_{b,Rd} = 0,3810 \times 3546,36$$

$$M_{b,Rd} = \mathbf{1\,351,16\ daN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} = \frac{1130,36}{1315,16} + \frac{5,32}{739,18} = 0,87 < 1,0 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

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

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

6.1. Vérification de la flèche

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

Les différentes combinaisons de charges à l'ELS

$$Q_{sd1} = G \cos \alpha + E = 40,22 \cos 5 + 75,6 = \mathbf{115,67\ Kg/ml}$$

$$Q_{sd2} = G \cos \alpha + N = 40,22 \cos 5 + 17 = \mathbf{57,07\ Kg/ml} \quad \downarrow$$

$$Q_{sd3} = G \cos \alpha - V = 40,22 \cos 5 - 194,17 = \mathbf{-154,10\ Kg/ml} \quad \uparrow$$

On retient la combinaison la plus défavorable :

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd1}, Q_{sd2}, Q_{sd3}) = \mathbf{154,10\ Kg/ml} \quad \uparrow$$

$$Q_{z,sd} = \mathbf{154,10\ Kg/ml}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd} \times \sin \alpha = 154,10 \sin 5 = \mathbf{13,43\ Kg/ml}$$

Condition de vérification :

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

$$f \leq f_{adm}$$

Avec :

f : Flèche de la barre ;

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

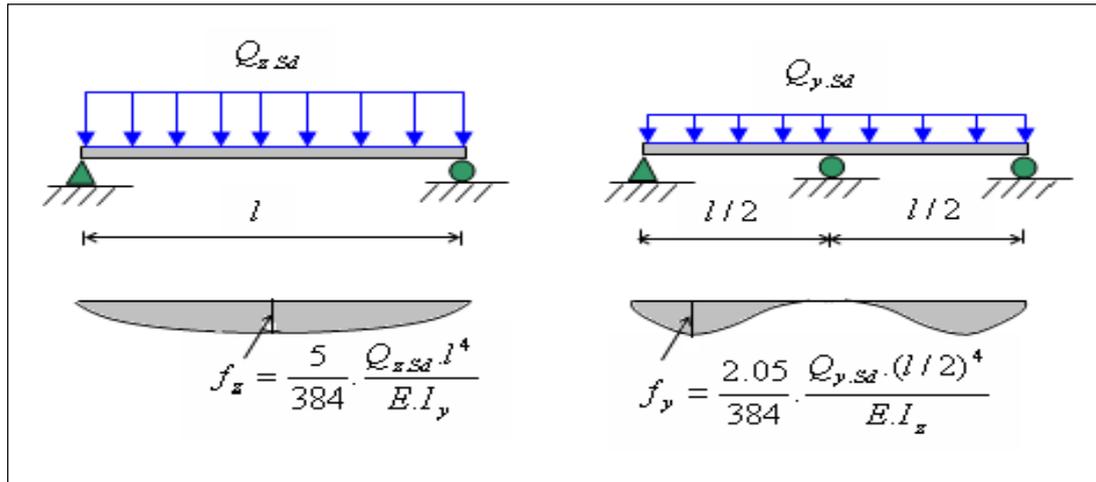


Figure III.10 : Vérification de la flèche.

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

$$f_z \leq f_{adm}$$

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

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{Q_{z.sd} \cdot l^4}{E I_y} = \frac{5}{384} \frac{154,1 \cdot 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 1317} = 0,94 \text{ cm}$$

$$f_z = 0,94 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

$$f_y \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{600/2}{200} = 1,50 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05}{384} \frac{Q_{y.sd} \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^4}{E I_x} = \frac{2,05}{384} \frac{13,42 \cdot 10^{-2} \times 300^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 101} = 0,03 \text{ cm}$$

$$f_y = 0,03 \text{ cm} < f_{adm} = 1,50 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

Conclusion :

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

II. Etudes des lisses de bardage

1. Vérification de la lisse du Long Pan

1.1. Introduction

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

1.2. Données

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

L'entre axe des lisses $e = \frac{5,15-1,10}{3} = 1,35\text{ m}$ pour le RDC, $e = 1,17$ pour les autres ;

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

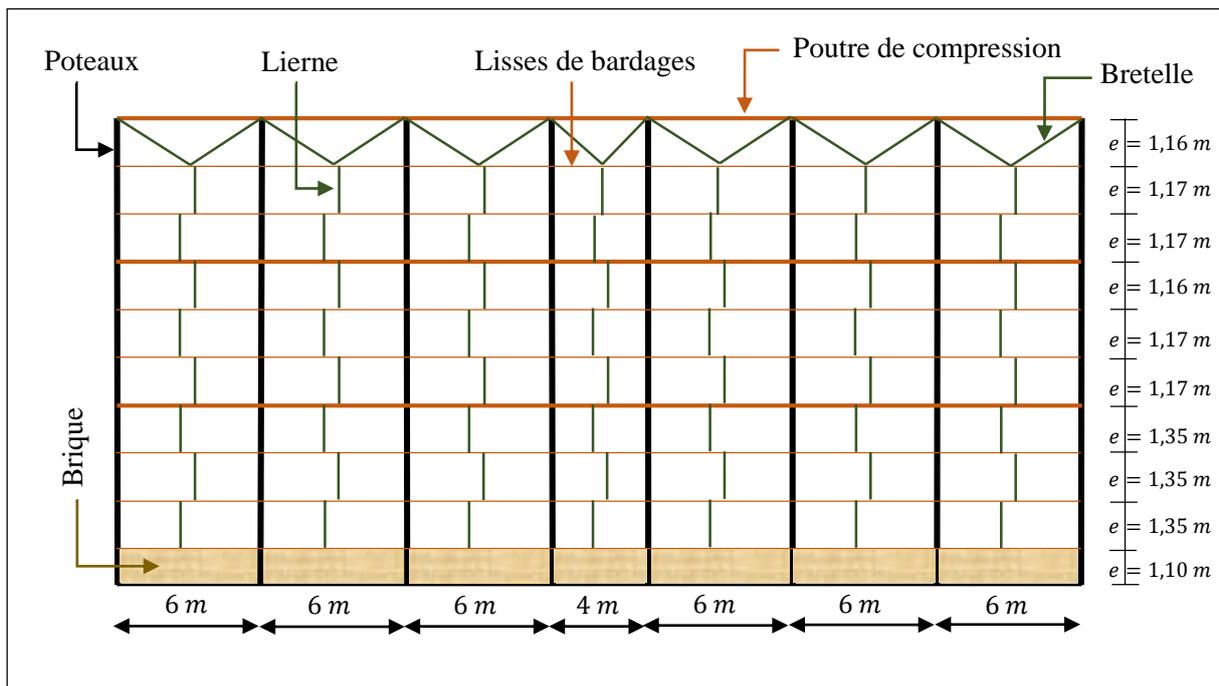


Figure III.11 : Dispositions des lisses et des liernes sur le long pan.

1.3. Evaluation des charges et surcharges

1.3.1. Charges permanentes (G)

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

Poids propre du bardage..... 12 Kg/m^2

- Poids propre des accessoires de pose 5 Kg/m²
- Poids propre des isolants 5 Kg/m²
- Poids propre de la lisse 12,9 Kg/ml

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

$$G = [(12 + 5 + 5) \times 1,35 + 12,9]$$

$$G = 42,6 \text{ Kg/ml}$$

1.3.2. Surcharges du vent (V)

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

$$V = -0,973 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Long Pan}$$

$$V = -0,973 \times e$$

$$V = -0,973 \times 1,35 = -1,313 \text{ KN/ml}$$

$$V = 131,36 \text{ daN/ml}$$

1.4. Combinaison de charges

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

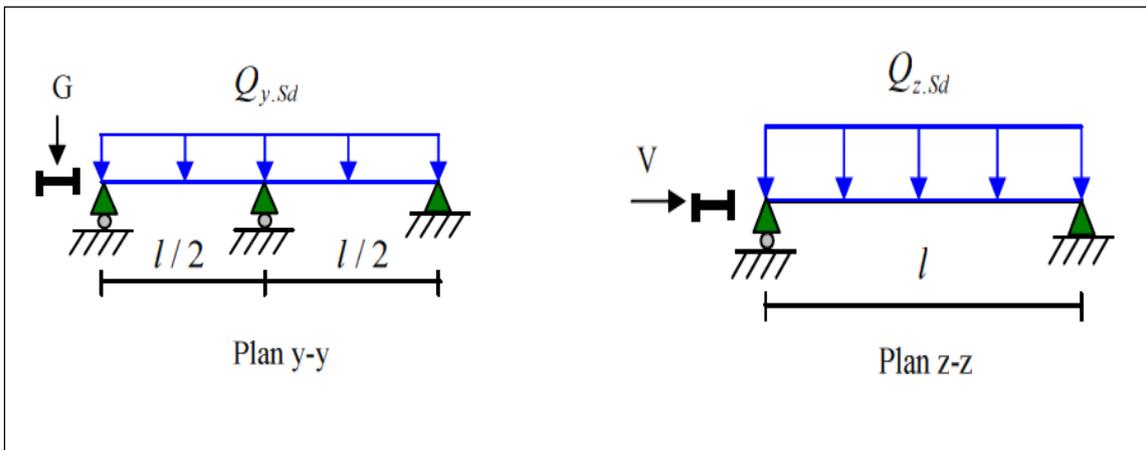


Figure III.12 : La répartition des charges sur les lisses du long pan.

$$Q_{y,sd} = 1,35G = 1,35(42,6) = 57,51 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = 1,5V = 1,5(131,36) = 197,04 \text{ daN/ml}$$

1.5. Vérification à l'état limite ultime (ELU)

Par tâtonnement on choisit le profilé suivant : IPE 180

Tableau III.3 : Les caractéristiques du profilé IPE 180.

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

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

$$G = [(P_{bardage} + P_{accessoires}) \times e + P_{lisse}] = \mathbf{48,5 \text{ Kg/ml}}$$

$$Q_{y,sd} = 1,35G = 1,35(48,5) = \mathbf{65,48 \text{ daN/ml}}$$

1.5.1. Vérification à la flexion bi-axiale

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

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta \leq 1,0$$

Avec :

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{197,04 \times 6^2}{8} = \mathbf{886,68 \text{ daN.m}}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{65,48 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = \mathbf{73,67 \text{ daN.m}}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{3\,546,36 \text{ daN.m}}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34,6 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{739,18 \text{ daN.m}}$$

Donc :

$$\left[\frac{886,68}{3546,36} \right]^2 + \left[\frac{73,67}{739,18} \right]^1 = \mathbf{0,16 < 1,0} \quad \rightarrow \quad \mathbf{Condition\ vérifiée}$$

1.5.2. Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,Rd} \rightarrow V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} \text{ et } V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{y,sd} \leq V_{ply,Rd} \rightarrow V_{y,sd} = \frac{0,625 Q_{y,sd} \times l}{2} \text{ et } V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{y,sd} = 0,625 Q_{y,sd} \left(\frac{l}{2}\right) = 0,625(65,48) \frac{6}{2} = \mathbf{122,78 daN}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{197,04 \times 6}{2} = \mathbf{591,12 daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{12,7 \cdot 10^{-4} (235/\sqrt{3}) \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{15\,664,56 daN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{11,3 \cdot 10^{-4} (235/\sqrt{3}) \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{13\,937,76 daN}$$

Donc :

$$V_{y,sd} = 122,78 daN < V_{ply,Rd} = 15\,664,56 daN \rightarrow \mathbf{Condition\ vérifié}$$

$$V_{z,sd} = 591,12 daN < V_{plz,Rd} = 13\,937,76 daN \rightarrow \mathbf{Condition\ vérifié}$$

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

1.5.3. Vérification aux instabilités

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

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

$$\frac{M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1,0$$

Avec :

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{34,6 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{739,18 daN \cdot m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{3\,546,36 daN \cdot m}$$

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

Avec :

$$M_{cr} = 1,132 \frac{3,14^2 \times 2,1 \cdot 10^4 \times 101}{600^2} \left[\frac{7,43 \cdot 10^3}{101} + \frac{600^2 \times 8 \cdot 10^3 \times 4,79}{3,14^2 \times 2,1 \cdot 10^4 \times 101} \right]^{0,5}$$

$$M_{cr} = 1780,60 \text{ daN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1,0 \times 166 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1780,6}} = 1,48$$

$$\frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1,98 < 2 \quad \rightarrow \quad \text{Courbe de flambement a}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_{LT} = 1,48 \\ \text{courbe de flambement a} \end{array} \right. \rightarrow \chi_{LT} = 0,3810$$

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

$$M_{b,Rd} = 0,3810 \times 3546,36$$

$$M_{b,Rd} = 1351,16 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} = \frac{886,68}{1351,16} + \frac{73,67}{739,18} = 0,76 < 1,0 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

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

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

1.6.1. Vérification à la flèche

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

La combinaison de charges à l'ELS

$$Q_{z,sd} = V = 131,36 \text{ Kg/ml}$$

$$Q_{y,sd} = G = 48,5 \text{ Kg/ml}$$

Condition de vérification :

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

$$f \leq f_{adm}$$

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

$$f_y \leq f_{adm}$$

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

$$f_y = \frac{2,05 G \cdot (l/2)^4}{384 El_z} = \frac{2,05 \cdot 48,5 \cdot 10^{-2} \times 300^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \times 101} = 0,10 \text{ cm}$$

$$f_y = 0,10 \text{ cm} < f_{adm} = 1,5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{600}{200} = 3,0 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 Q_{z,sd} \cdot l^4}{384 El_y} = \frac{5 \cdot 131,36 \cdot 10^{-2} \times 600^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \times 1317} = 0,50 \text{ cm}$$

$$f_z = 0,80 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

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

Conclusion :

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

2. Vérification de la lisse du Pignon

❖ Hypothèse de calcul n°01

Durant cette hypothèse de calcul, en premier lieu on fera le calcul de dimensionnement des lisses de bardages pour une portée de 10,00 m sans potelet intermédiaire « Travée poteau-poteau ».

2.1. Données

Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée $L = 10,00 \text{ m}$;

L'entre axe des lisses $e = 1,35 \text{ m}$ pour le RDC et $e = 1,17 \text{ m}$ pour les étages ;

Nombre des lisses pour chaque paroi $n = 10$.

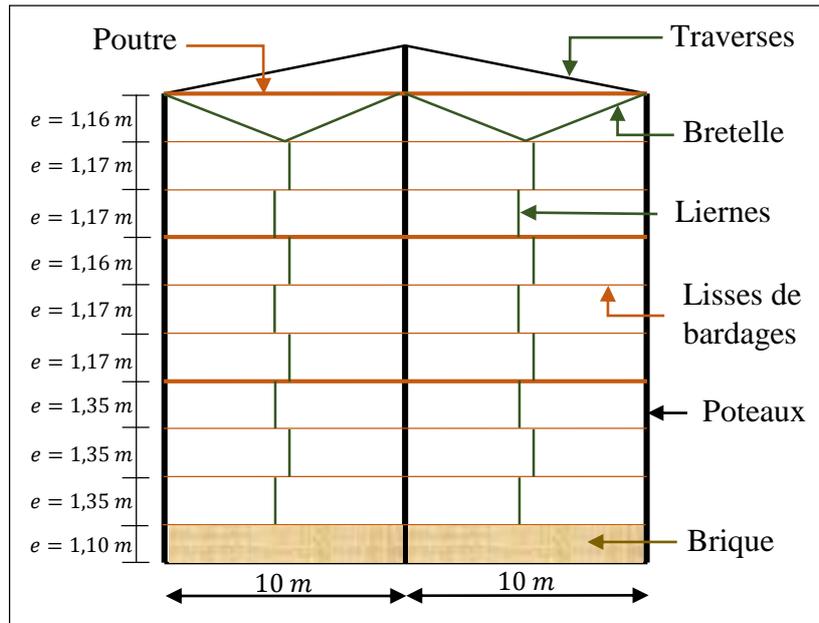


Figure III.13 : Dispositions des lisses et des liernes sur le pignon.

2.2. Combinaison de charges

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

$$Q_{y,sd} = 1,35G = 1,35(42,6) = 57,51 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z,sd} = 1,5V = 1,5(131,36) = 197,04 \text{ daN/ml}$$

2.3. Vérification à l'état limite ultime (ELU)

Par tâtonnement on choisit le profilé suivant : IPE 270

Tableau III.4 : Les caractéristiques du profilé IPE 270.

G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (cm ²)
36,1	270	135	219,6	6,6	10,2	45,9
I_y (cm ⁴)	W_{ply} (cm ³)	A_{vy} (cm ³)	I_z (cm ⁴)	W_{plz} (cm ⁴)	A_{vz} (cm ⁴)	i_z (cm)
5790	484	29,0	420	97	22,1	3,02

La section IPE 270 est de classe 1, capable de développer un moment plastique.

$$G = [(P_{bardage} + P_{accessoires}) \times e + P_{lisse}] = 65,80 \text{ Kg/ml}$$

$$Q_{y,sd} = 1,35G = 1,35(65,8) = 88,83 \text{ daN/ml}$$

2.3.1. Vérification à la flexion bi-axiale

La formule de vérification est donnée comme suit :

$$\left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \right]^\beta \leq 1,0$$

Avec :

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{197,04 \times 10^2}{8} = \mathbf{2\ 463\ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{88,83 \times \left(\frac{10}{2}\right)^2}{8} = \mathbf{277,59\ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{10\ 340,00\ daN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{97 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{2\ 072,27\ daN.m}$$

Donc :

$$\left[\frac{2463,00}{7840,45} \right]^2 + \left[\frac{277,59}{1578,77} \right]^1 = \mathbf{0,27 < 1,0} \quad \rightarrow \quad \mathbf{Condition\ vérifiée}$$

2.3.2. Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,Rd} \quad \text{et} \quad V_{y,sd} \leq V_{ply,Rd}$$

$$V_{y,sd} = 0,625 Q_{y,sd} \left(\frac{l}{2}\right) = 0,625(88,83) \frac{10}{2} = \mathbf{277,59\ daN}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{197,04 \times 10}{2} = \mathbf{985,20\ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{29 \cdot 10^{-4} (235 / \sqrt{3}) \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{35\ 769,47\ daN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{22,1 \cdot 10^{-4} (235 / \sqrt{3}) \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{27\ 258,81\ daN}$$

$$V_{y,sd} = 277,59\ daN < V_{ply,Rd} = 35\ 769,47\ daN \quad \rightarrow \quad \mathbf{Condition\ vérifiée}$$

$$V_{z,sd} = 985,20\ daN < V_{plz,Rd} = 27\ 258,81\ daN \quad \rightarrow \quad \mathbf{Condition\ vérifiée}$$

La section en **IPE 270** est vérifiée à la résistance au cisaillement.

2.3.3. Vérification aux instabilités

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

$$\frac{M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1,0$$

Avec :

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484.10^{-6} \times 235.10^5}{1,1} = \mathbf{10\ 340,00\ daN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{97.10^{-6} \times 235.10^5}{1,1} = \mathbf{2\ 072,27\ daN.m}$$

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

$$M_{cr} = 1,132 \frac{3,14^2 \times 2,1.10^4 \times 420}{1000^2} \left[\frac{70,6.10^3}{420} + \frac{1000^2 \times 8.10^3 \times 15,9}{3,14^2 \times 2,1.10^4 \times 420} \right]^{0,5}$$

$$M_{cr} = \mathbf{3\ 975,35\ daN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1,0 \times 484.10^{-6} \times 235.10^5}{3975,35}} = 1,69$$

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 \leq 2 \rightarrow \text{Courbe de flambement } a$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_{LT} = 1,69 \\ \text{courbe de flambement } a \end{array} \right. \rightarrow \chi_{LT} = \mathbf{0,3026}$$

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

$$M_{b,Rd} = 0,3026 \times 10340$$

$$M_{b,Rd} = \mathbf{3\ 128,88\ daN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} = \frac{2463,00}{3128,88} + \frac{277,87}{2072,27} = 0,92 < 1,0 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé choisi **IPE 270** est vérifié, il n'y a pas de risque d'instabilité au déversement.

Conclusion :

Le profilé **IPE 270** est vérifié à l'état limite ultime.

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

2.4.1. Vérification à la flèche

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

La combinaison de charges à l'ELS

$$Q_{z,sd} = V = 131,36 \text{ Kg/ml}$$

$$Q_{y,sd} = G = 65,80 \text{ Kg/ml}$$

Condition de vérification :

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

$$f \leq f_{adm}$$

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

$$f_y \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{1000/2}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05 G \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^4}{384 El_z} = \frac{2,05 \cdot 65,8 \cdot 10^{-2} \times 500^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \times 420} = 0,16 \text{ cm}$$

$$f_y = 0,25 \text{ cm} < f_{adm} = 2,5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{1000}{200} = 5,0 \text{ cm}$$

$$f_z = \frac{5 Q_{z,sd} \cdot l^4}{384 El_y} = \frac{5 \cdot 131,36 \cdot 10^{-2} \times 1000^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \times 5790} = 0,94 \text{ cm}$$

$$f_z = 1,40 \text{ cm} < f_{adm} = 5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La lisse de bardage en **IPE 270** est vérifiée à la sécurité

Le profilé choisi **IPE 270** est vérifié à l'état limite de service.

Conclusion :

Le profilé en **IPE 270** est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme lisse de bardage.

❖ **Hypothèse de calcul n°02**

Durant cette hypothèse de calcul, en second lieu on fera le calcul de dimensionnement des lisses de bardages pour une portée de 5,00 m avec potelet intermédiaire « Travée poteau-potelet », comme montré sur la figure III.14.

Les lisses sont simplement appuyées sur deux poteaux de portée $L = 5,00\text{ m}$;

L'entre axe des lisses $e = 1,35\text{ m}$ pour le RDC et $e = 1,17\text{ m}$ pour les étages ;

Nombre des lisses pour chaque paroi $n = 10$.

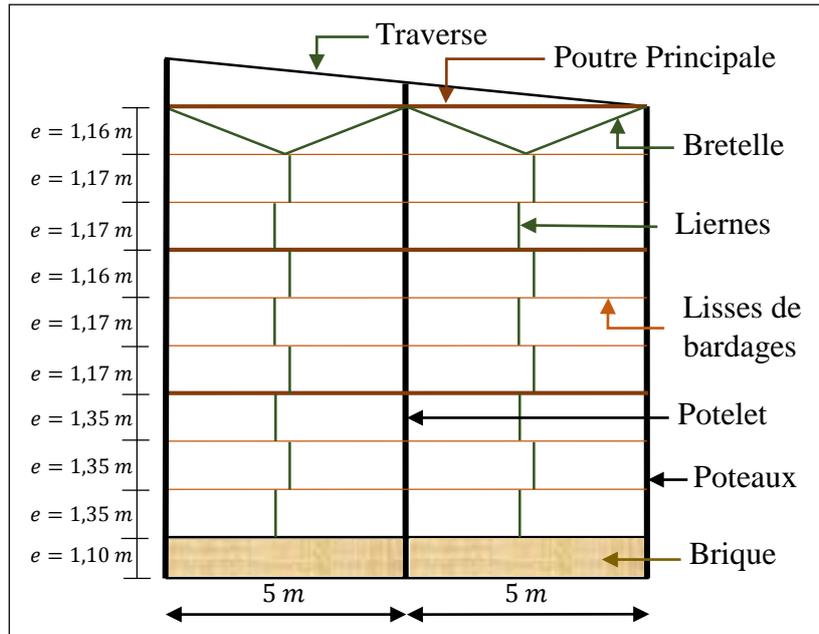


Figure III.14 : Dispositions des lisses et des liernes sur le pignon.

❖ **Choix de la section**

Par tâtonnement on choisit le profilé suivant : **IPE 140**

Tableau III.5 : Les caractéristiques du profilé IPE 140.

G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (cm ²)
12,9	140	73	112,2	4,7	6,9	16,4
I_y (cm ⁴)	W_{ply} (cm ³)	A_{vy} (cm ³)	I_z (cm ⁴)	W_{plz} (cm ⁴)	A_{vz} (cm ⁴)	i_z (cm)
541	88,3	10,6	44,9	19,3	7,64	1,65

La section **IPE 140** est de **classe 1**, capable de développer un moment plastique.

$$G = [(P_{bardage} + P_{accessoires}) \times e + P_{lisse}] = 42,60\text{ Kg/ml}$$

$$Q_{y,sd} = 1,35G = 1,35(65,8) = 57,51\text{ daN/ml}$$

❖ Vérification à la flexion bi-axiale

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{197,04 \times 5^2}{8} = 615,75 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{Q_{y,sd} \times \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} = \frac{57,51 \times \left(\frac{5}{2}\right)^2}{8} = 44,93 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88,3 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = 1\,886,41 \text{ daN.m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19,3 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = 412,32 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$\left[\frac{615,75}{1886,41}\right]^2 + \left[\frac{44,93}{412,32}\right]^1 = 0,22 < 1,0 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,Rd} \quad \text{et} \quad V_{y,sd} \leq V_{ply,Rd}$$

Avec :

$$V_{y,sd} = 0,625 Q_{y,sd} \left(\frac{l}{2}\right) = 0,625(57,51) \frac{5}{2} = 89,86 \text{ daN}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{197,04 \times 5}{2} = 492,60 \text{ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{10,6 \cdot 10^{-4} (235/\sqrt{3}) \cdot 10^5}{1,1} = 13\,074,36 \text{ daN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{7,64 \cdot 10^{-4} (235/\sqrt{3}) \cdot 10^5}{1,1} = 9\,423,41 \text{ daN}$$

Donc :

$$V_{y,sd} = 89,86 \text{ daN} < V_{ply,Rd} = 13\,074,36 \text{ daN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{z,sd} = 492,60 \text{ daN} < V_{plz,Rd} = 9\,423,41 \text{ daN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La section en **IPE 140** est vérifiée à la résistance au cisaillement.

❖ Vérification aux instabilités

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

$$\frac{M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} \leq 1,0$$

Avec :

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88,3 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{1\ 886,41\ daN \cdot m}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19,3 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{412,32\ daN \cdot m}$$

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

$$M_{cr} = 1,132 \frac{3,14^2 \times 2,1 \cdot 10^4 \times 44,9}{500^2} \left[\frac{1,98 \cdot 10^3}{44,9} + \frac{500^2 \times 8 \cdot 10^3 \times 2,45}{3,14^2 \times 2,1 \cdot 10^4 \times 44,9} \right]^{0,5}$$

$$M_{cr} = \mathbf{1\ 006,04\ daN \cdot m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1,0 \times 88,3 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1006,04}} = 1,44$$

$$\frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1,92 < 2 \quad \rightarrow \quad \text{Courbe de flambement } a$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_{LT} = 1,44 \\ \text{courbe de flambement } a \end{array} \right. \rightarrow \quad \chi_{LT} = \mathbf{0,3989}$$

$$M_{b,Rd} = 0,3989 \times 1886,41 = \mathbf{752,49\ daN \cdot m}$$

Donc :

$$\frac{M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{M_{z,Sd}}{M_{plz,Rd}} = \frac{615,75}{752,49} + \frac{44,93}{412,32} = \mathbf{0,93 < 1,0} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé choisi **IPE 140** est vérifié au déversement.

❖ Vérification à la flèche

$$Q_{z,sd} = V = \mathbf{131,36\ Kg/ml}$$

$$Q_{y,sd} = G = \mathbf{42,60\ Kg/ml}$$

Condition de vérification :

$$f \leq f_{adm}$$

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

$$f_y \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{500/2}{200} = \mathbf{1,25\ cm}$$

$$f_y = \frac{2,05\ G \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^4}{384\ El_z} = \frac{2,05\ 42,6 \cdot 10^{-2} \times 250^4}{384\ 2,1 \cdot 10^6 \times 44,9} = \mathbf{0,10\ cm}$$

$$f_y = 0,10\ cm < f_{adm} = 1,25\ cm \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

$$f_z \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{500}{200} = \mathbf{2,5\ cm}$$

$$f_z = \frac{5\ Q_{z,sd} \cdot l^4}{384\ El_y} = \frac{5\ 131,36 \cdot 10^{-2} \times 500^4}{384\ 2,1 \cdot 10^6 \times 541} = \mathbf{0,94\ cm}$$

$$f_z = 0,94\ cm < f_{adm} = 2,5\ cm \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La lisse de bardage en **IPE 140** est vérifiée à la sécurité

Conclusion

Le profilé en **IPE 140** est vérifié aux **états limites ultimes** et de **services** donc vérifié à la sécurité et convient comme lisse de bardage.

Après avoir pré-dimensionné la lisse de bardage suivant les deux hypothèses, et pour des raisons économiques, on adopte la deuxième hypothèse (**IPE 140**) repose sur deux appuis « poteau-potelet » pour une travée de 5 m.

III. Etude des liernes

1. Lierne de toiture

1.1. Introduction

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

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

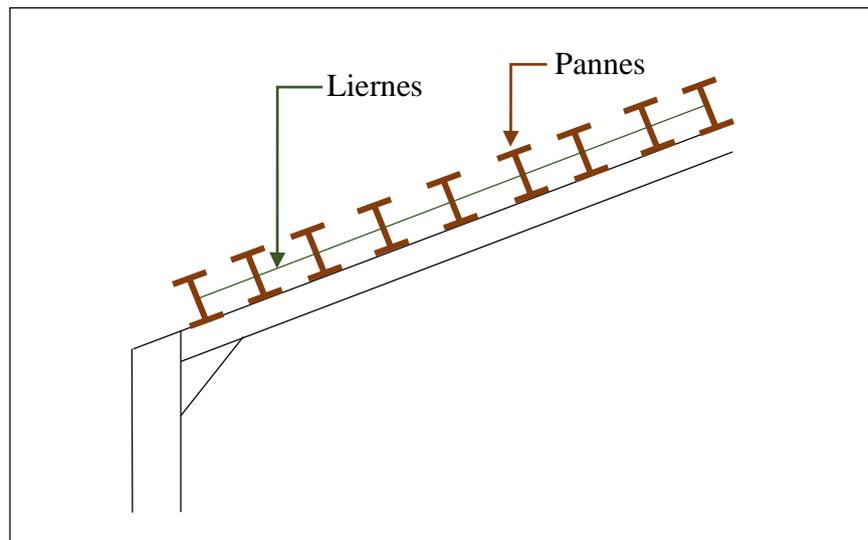


Figure III.15 : Dispositions des liernes sur la toiture.

1.2. Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes

1.2.1. Calcul l'effort de traction dans les liernes

La réaction au niveau du lierne :

$$G = 40,22 \text{ Kg/ml}$$

$$V = 194,17 \text{ Kg/ml}$$

La Réaction R au niveau du lierne :

$$Q_{y,sd} = 167,7 \sin 5 = \mathbf{14,61 \text{ Kg/ml}}$$

$$R = 1,25 \times Q_{y,sd} \times \frac{l}{2} = 1,25 \times 14,61 \times \frac{6}{2} = \mathbf{54,80 \text{ daN}}$$

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{84,3}{2} = \mathbf{27,40 \text{ daN}}$$

Effort de traction dans les tronçons L_2, L_n

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

$$T_2 = R + T_1 = 54,8 + 27,40 = \mathbf{82,20 daN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 54,8 + 82,20 = \mathbf{137,00 daN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 54,8 + 137,0 = \mathbf{191,80 daN}$$

$$T_5 = R + T_4 = 54,8 + 191,8 = \mathbf{246,60 daN}$$

$$T_6 = R + T_5 = 54,8 + 246,6 = \mathbf{301,40 daN}$$

$$T_7 = R + T_6 = 54,8 + 301,4 = \mathbf{356,20 daN}$$

$$T_8 = R + T_7 = 54,8 + 356,2 = \mathbf{411,00 daN}$$

Effort dans les diagonales L_9

$$2T_9 \sin \theta = T_8$$

$$\theta = \arctan \frac{e}{l/2} = \arctan \frac{1,26}{3} = \mathbf{22,78^\circ}$$

$$T_9 = \frac{T_8}{2 \sin \theta} = \frac{411}{2 \sin 22,78} = \mathbf{530,74 daN}$$

1.2.2. Déterminer le diamètre des liernes

Traction simple :

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

Le tronçon le plus sollicité est L_9 d'où :

$$T_9 = N_{sd} = 530,74 daN$$

$$N_{t,Rd} = N_{pL,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{530,74 \times 1,1}{2350} = \mathbf{0,25 cm^2}$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq cm^2 \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,25}{\pi}} = \mathbf{0,56 cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre $\phi = \mathbf{6 mm}$

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

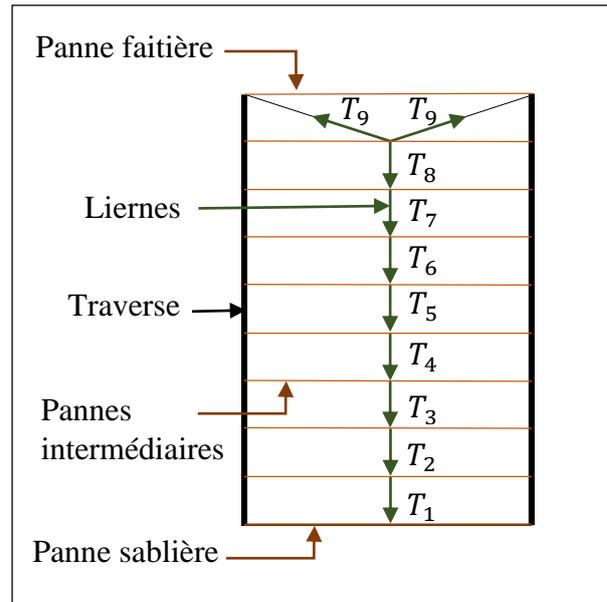


Figure III. 16 : Efforts dans les liernes de toiture.

2. Lierne du long pan.

2.1. Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes

2.1.1. Calcul l'effort de traction dans les liernes

La réaction au niveau du lierne :

$$G = 48,5 \text{ Kg/ml}$$

$$V = 131,36 \text{ Kg/ml}$$

La Réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1,25 \times 1,35G \times \frac{l}{2}$$

$$R = 1,25 \times Q_{y,sd} \times \frac{l}{2} = 1,25 \times 65,48 \times \frac{6}{2} = 245,60 \text{ daN}$$

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{245,6}{2} = 122,80 \text{ daN}$$

Effort de traction dans les tronçons L_2, L_n

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

$$T_2 = R + T_1 = 245,6 + 122,8 = 368,40 \text{ daN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 245,6 + 368,4 = 614,00 \text{ daN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 245,6 + 614,0 = 859,60 \text{ daN}$$

$$T_5 = R + T_4 = 245,6 + 859,6 = 1\ 105,20 \text{ daN}$$

$$T_6 = R + T_5 = 245,6 + 1105,2 = 1\ 350,80 \text{ daN}$$

$$T_7 = R + T_6 = 245,6 + 1350,8 = 1\ 596,40 \text{ daN}$$

$$T_8 = R + T_7 = 245,6 + 1596,4 = 1\ 842,00 \text{ daN}$$

Effort dans les diagonales L_9

$$2T_9 \sin \theta = T_8$$

$$\theta = \text{arc tan} \frac{e}{l/2} = \text{arc tan} \frac{1,35}{3} = 24,23^\circ$$

$$T_9 = \frac{T_8}{2 \sin \theta} = \frac{1842}{2 \sin 24,23} = 2\ 244,15 \text{ daN}$$

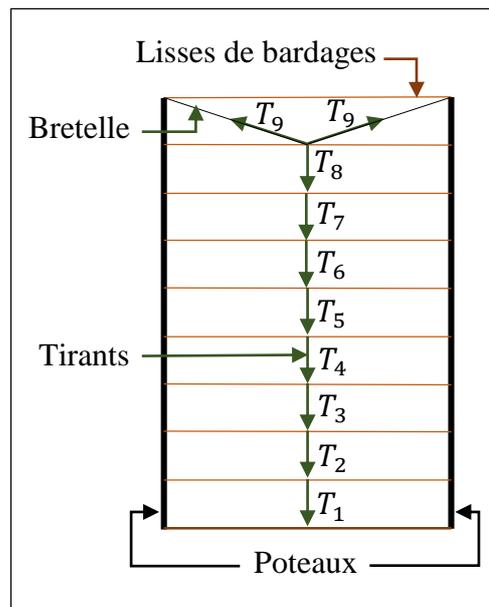


Figure III. 17 : Efforts dans les liernes du long pan.

2.1.2. Déterminer le diamètre des liernes

Traction simple :

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

Le tronçon le plus sollicité est L_9 d'où :

$$T_9 = N_{sd} = 2\,244,15 \text{ daN}$$

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{2244,15 \times 1,1}{2350} = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq \text{cm}^2 \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,92}{\pi}} = 1,15 \text{ cm}$$

Soit une barre ronde de diamètre $\phi = 12 \text{ mm}$

3. Lierne du pignon

3.1. Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes

3.1.1. Calcul l'effort de traction dans les liernes

La réaction au niveau du lierne :

$$G = 42,6 \text{ Kg/ml}$$

$$V = 131,36 \text{ Kg/ml}$$

La Réaction R au niveau du lierne :

$$R = 1,25 \times 1,35G \times \frac{l}{2}$$

$$R = 1,25 \times Q_{y,sd} \times \frac{l}{2} = 1,25 \times 57,51 \times \frac{5}{2} = 179,72 \text{ daN}$$

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{179,72}{2} = 89,86 \text{ daN}$$

Effort de traction dans les tronçons L_2, L_n

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

$$T_2 = R + T_1 = 179,72 + 89,86 = 269,58 \text{ daN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 179,72 + 269,58 = 449,30 \text{ daN}$$

$$T_4 = R + T_2 = 179,72 + 449,30 = 629,02 \text{ daN}$$

$$T_5 = R + T_4 = 179,72 + 629,02 = \mathbf{808,74 \text{ daN}}$$

$$T_6 = R + T_5 = 179,72 + 808,74 = \mathbf{988,46 \text{ daN}}$$

$$T_7 = R + T_6 = 179,72 + 988,46 = \mathbf{1\ 168,18 \text{ daN}}$$

$$T_8 = R + T_7 = 179,72 + 1168,18 = \mathbf{1\ 347,90 \text{ daN}}$$

Effort dans les diagonales L_9

$$2T_9 \sin \theta = T_8$$

$$\theta = \arcsin \frac{e}{l/2} = \arcsin \frac{1,35}{2,5} = \mathbf{28,37^\circ}$$

$$T_9 = \frac{T_8}{2 \sin \theta} = \frac{1347,90}{2 \sin 28,37} = \mathbf{1\ 418,35 \text{ daN}}$$

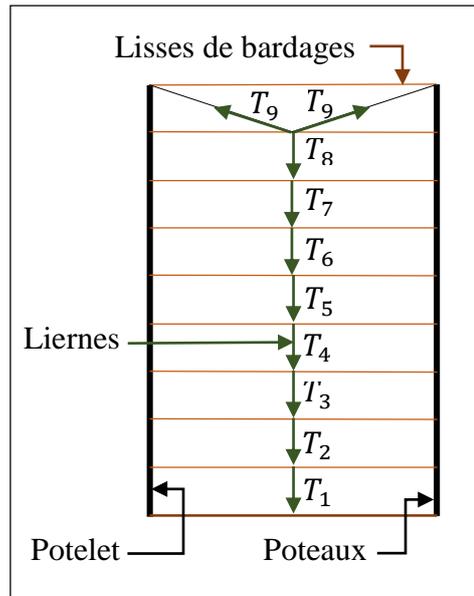


Figure III. 18 : Efforts dans les liernes du pignon (Poteau-Potelet).

3.1.2. Déterminer le diamètre des liernes

Traction simple :

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

Le tronçon le plus sollicité est L_9 d'où :

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{1418,35 \times 1,1}{2350} = \mathbf{0,66 \text{ cm}^2}$$

$$A = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \geq \text{cm}^2 \rightarrow \phi \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,66}{\pi}} = \mathbf{0,92 \text{ cm}}$$

Soit une barre ronde de diamètre $\phi = \mathbf{10 \text{ mm}}$

Conclusion

Les différentes barres utilisées sont résumées dans le tableau III.6 :

Tableau III.6 : Les caractéristiques des barres rondes utilisées.

Elément	Diamètre	G (Kg/m)	d (mm)	A (cm ²)
Liernes toiture	R 10	0,617	10	0,785
Liernes long-pan	R 12	0,888	12	1,130
Liernes pignon	R 10	0,617	10	0,785

IV. Etude des échantignoles

1. Introduction

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

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

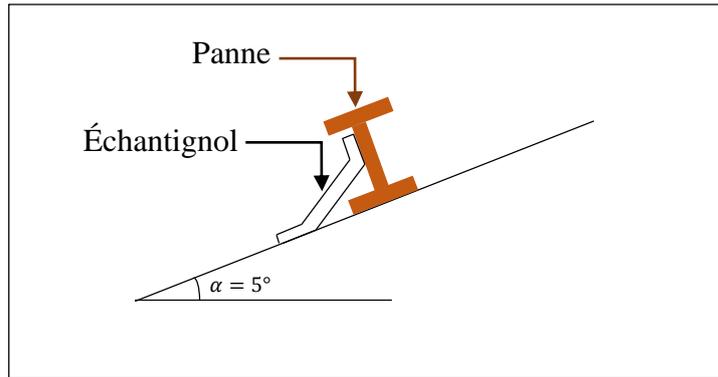


Figure III.19 : Disposition de l'échantignolle.

2. Calcul des charges revenant à l'échantignolle

Effort de soulèvement

$$Q_{z,sd} = G \cos \alpha - 1,5V = 40,22 \cos 5 - 1,5(194,17) = - 251,19 \text{ daN/ml}$$

Effort suivant le rampant

$$Q_{y,sd} = 1,35G \sin \alpha = 1,35 \times 40,22 \sin 5 = 4,73 \text{ dN/ml}$$

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

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

Pour l'IPE 180, on a : $\begin{cases} b = 9,1 \text{ cm} \\ h = 18 \text{ cm} \end{cases}$

$$2 \left(\frac{9,1}{2} \right) \leq e \leq 3 \left(\frac{9,1}{2} \right)$$

$$9,1 \text{ cm} \leq e \leq 13,65 \text{ cm}$$

Soit : $e = 11 \text{ cm}$

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

Echantignolle de rive :

$$R_z = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{251,19 \times 6}{2} = 753,57 \text{ daN}$$

$$R_y = \frac{Q_{y,sd} \times l}{2} = \frac{4,73 \times 6}{2} = 14,19 \text{ daN}$$

Echantignolle intermédiaire :

$$R_z = 2R_z = 2(753,57) = 1\,507,14 \text{ daN}$$

$$R_y = 2R_y = 2(14,19) = 28,38 \text{ daN}$$

Moment de renversement :

$$M_r = (R_z \times e) + \left(R_y \times \frac{h}{2} \right)$$

$$M_r = (1507,14 \times 11) + \left(28,38 \times \frac{6}{2} \right)$$

$$M_r = 16\,663,68 \text{ daN.cm} = 166,64 \text{ daN.m}$$

3. Dimensionnement de l'échantignolle

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

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

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

Avec :

$M_R = M_{sd}$, Le moment sollicitant ;

$M_{el,Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M0}}$, Le moment de résistance élastique de la section.

4. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle

$$W_{ely} \geq \frac{M_r \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{ely} \geq \frac{166,64 \cdot 10^2 \times 1,1}{2350}$$

$$W_{ely} \geq 7,80 \text{ cm}^3$$

Pour une section rectangulaire :

$$W_{ely} = \frac{b \times e^2}{6}$$

La largeur de l'échantignolle « b » est prise après avoir dimensionné la traverse (IPE 450).
Donc est prise en fonction de la largeur de la semelle du portique sur laquelle va être soudée l'échantignolle $b = 190 \text{ mm}$

$$e = \sqrt{\frac{W_{ely} \times 6}{b}}$$

$$e = \sqrt{\frac{7,8 \times 6}{19}}$$

$$e = \mathbf{1,60 \text{ cm}}$$

Conclusion

On adopte une échantignolle de **160 mm** de largeur.

V. Les potelets

1. Introduction

Les potelets sont des éléments en profilé laminé, qui ont pour rôle de transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol. Sous l'action du vent, le potelet travaille à la flexion composée.

En effet, la flexion est provoquée par les efforts dus au vent transmis par les bardages et les lisses. Cette flexion peut aussi bien se produire soit vers l'intérieur de la construction sous l'effet des surpressions, soit vers l'extérieur de la construction sous l'effet des dépressions. Quant à la compression, celle-ci est due à son poids propre, au poids du bardage et à celui des lisses qui lui sont attachées.

Par conséquent le potelet risque de :

- Subir une flèche importante sous les pressions dues au vent ;
- Flamber lorsqu'il est très élancé ;
- Déverser sous les dépressions dues au vent.

2. Données :

La hauteur de potelet le plus chargé $L = 5,15 \text{ m}$;

La longueur de la lisse $L = 5 \text{ m}$;

L'entre axe des potelets $e = 5 \text{ m}$;

Nombre de lisses supportées par le potelet $n = 4$;

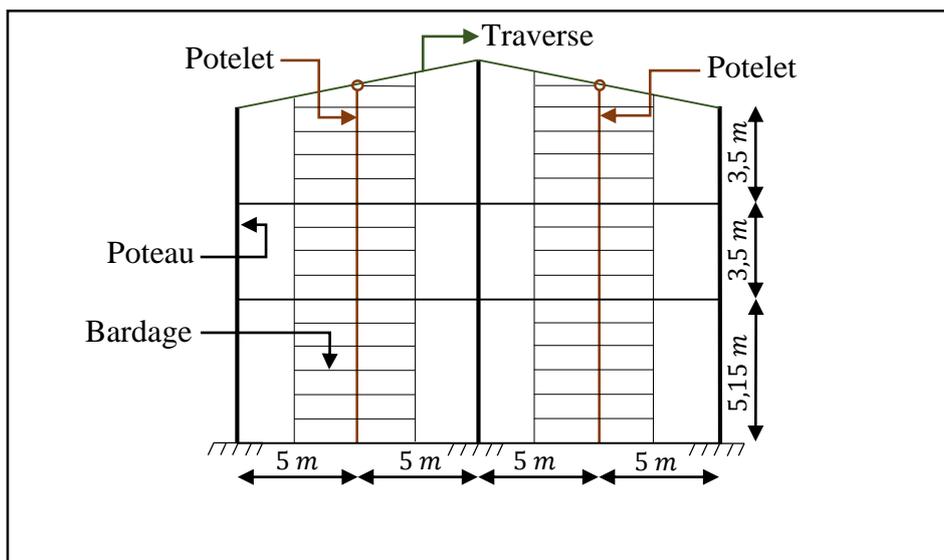


Figure III.20 : Dispositions des potelets sur les portiques de rive.

3. Evaluation des charges et surcharges

3.1. Charges permanentes (G)

- Poids propre de bardage 12 Kg/m²
- Poids propre des accessoires de pose..... 5 Kg/m²
- Poids propre des isolants 5 Kg/m²
- Poids propre de la lisse de bardage..... 12,9 Kg/ml
- Poids propre du potelet 12,9 Kg/ml

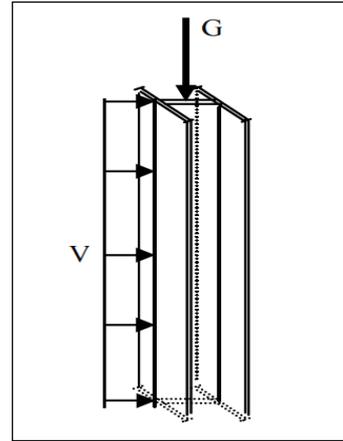


Figure III. 21 : Représentation des charges et surcharges sur le potelet.

$$G = [(P_{lisse} \times L_{lisse} \times n_{lisse}) + (P_{bardage} + P_{accessoires} + P_{isolants}) \times S_{tributaire}]$$

$$G = [(12,9 \times 5 \times 4) + (12 + 5 + 5) \times (5,15 \times 5)]$$

$$G = \mathbf{824,5 Kg}$$

3.2. Surcharges du vent (V)

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

$$V = - 0,824 KN/m^2$$

$$V = - 0,824 \times e$$

$$V = - 82,4 \times 5$$

$$V = - \mathbf{412 daN/m}$$

4. Choix de la section

Le choix se fera à l'ELS sous les charges non pondérées :

$$f_y \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} \rightarrow f_{adm} = \frac{515}{200} = \mathbf{2,58 cm}$$

$$f_y = \frac{5 V.l^4}{384 E I_y}$$

$$l_y \geq \frac{1000 V.l^3}{384 E} = \frac{1000 \times 412 \cdot 10^{-2} \times 515^3}{384 \times 2,1 \cdot 10^6} = \mathbf{697,86 cm^4}$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée.

Ce qui correspond à un profilé **IPE 160**

Tableau III.7 : Les caractéristiques du profilé IPE 160.

G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (cm ²)
15,8	160	82	127,2	5,0	7,4	20,1
I_y (cm ⁴)	W_{ply} (cm ³)	A_{vy} (cm ³)	I_z (cm ⁴)	W_{plz} (cm ⁴)	A_{vz} (cm ⁴)	i_z (cm)
869	124	10,44	68,3	26,1	9,66	1,84

$$G = 824,5 + (P_{profilé} \times L_{profilé})$$

$$G = 824,5 + (15,8 \times 5,15)$$

$$G = \mathbf{905,87 \text{ Kg}}$$

4.1. Classe de la section

4.1.1. Classe de la semelle (Semelle comprimé)

$$\frac{c}{t_f} \leq 9\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b - t_w - 2r}{2t_f} = \frac{82 - 5 - 2(9)}{2(7,4)} = 3,99$$

$$\frac{c}{t_f} = 3,99 = < 10\varepsilon = 10 \quad \rightarrow \quad \mathbf{Semelle \ de \ classe \ 1}$$

4.1.2. Classe de l'âme

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{h - (2t_f + 2r)}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 < 72\varepsilon = 72 \quad \rightarrow \quad \mathbf{Ame \ de \ classe \ 1}$$

→ La section **IPE 160** est de **classe 1**.

5. Vérification à l'état limite ultime (ELU)

5.1. Vérification de la section à la résistance

5.1.1. Incidence de l'effort tranchant

Si : $V_{z,sd} \leq 0,5V_{plz,Rd}$ → Il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

$$V_{z,sd} \leq V_{plz,Rd} \rightarrow V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} \text{ et } V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$Q_{z,sd} = 1,5V = 1,5(412) = \mathbf{618 \text{ daN/ml}}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{618 \times 5,15}{2} = \mathbf{1\ 591,35 \text{ daN}}$$

$$0,5V_{plz,Rd} = 0,5 \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 0,5 \frac{9,66 \cdot 10^{-4} (235 / \sqrt{3}) \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{5\ 957,47 \text{ daN}}$$

Donc :

$$V_{z,sd} = 1\ 591,35 \text{ daN} < 0,5V_{plz,Rd} = 5\ 957,47 \text{ daN} \quad \rightarrow \quad \mathbf{Condition\ vérifiée}$$

La section en **IPE 160** est vérifiée cela signifie qu'il n'y a pas d'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant

5.1.2. Incidence de l'effort normal

Si : $N_{sd} \leq \min \left(0,25N_{pl,Rd} ; \frac{0,5A_w f_y}{\gamma_{M0}} \right)$ → Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

$$N_{sd} = 1,35G = 1,35(905,87) = \mathbf{1\ 222,92 \text{ daN/ml}}$$

$$0,25N_{pl,Rd} = 0,25 \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,25 \frac{20,1 \cdot 10^{-4} \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{10\ 735,23 \text{ daN}}$$

$$A_w = (A - 2b \times t_f) = (20,1 - 2 \times 8,2 \times 0,74) = \mathbf{7,96 \text{ cm}^2}$$

$$\frac{0,5A_w f_y}{\gamma_{M0}} = 0,5 \frac{7,96 \cdot 10^{-4} \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{8\ 502,73 \text{ daN}}$$

Donc :

$$N_{sd} = 1222,92 \text{ daN} < \frac{0,5A_w f_y}{\gamma_{M0}} = 8502,73 \text{ daN} \quad \rightarrow \quad \mathbf{Condition\ vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal.

5.1.3. Vérification à la flexion

Cette vérification doit vérifier la condition suivante :

$$M_{y,sd} \leq M_{c,Rd}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{618 \times 5,15^2}{8} = 2\,048,86 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,Rd} = M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{124 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = 2\,649,09 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$M_{y,sd} = 2\,048,86 \text{ daN} < M_{ply,Rd} = 2\,649,09 \text{ daN.m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

5.1.4. Vérification aux instabilités

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, au poids des bacs de bardage et des lisses), en aucun cas, il ne supporte pas la toiture (il est assujéti au portique par appui glissant). Il travaille à la flexion composée.

La formule utilisée pour la vérification est :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{z,sd}}{\chi_{LT} N_{ply,Rd}} \leq 1,0$$

Avec :

$$N_{sd} = 1\,135,85 \text{ daN}$$

$$N_{pl,Rd} = 42\,940,92 \text{ daN}$$

$$M_{y,sd} = 2\,048,86 \text{ daN}$$

$$M_{ply,Rd} = 2\,649,09 \text{ daN.m}$$

❖ Coefficient de réduction pour le flambement

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

$$\text{Avec : } \chi_{min} \leq 1,0$$

❖ Longueur de flambement

$$l_y = L = 5,15 \text{ m}$$

$$l_z = L = 1,35 \text{ m (Entre axe des lisses)}$$

❖ Calcul de l'élançement

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{515}{6,58} = 78,27$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{135}{1,84} = 73,37$$

❖ Calcul de l'élançement réduit

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \cdot 10^4}{2350} \right]^{0,5} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_A]^{0,5}$$

$\beta_A = 1$ Pour les sections (1,2 et 3)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{78,27}{93,9} = 0,83$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{73,37}{93,9} = 0,78$$

❖ Choix de la courbe de flambement

L'Eurocode 3 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section.

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{82} = 1,95 > 1,2 \text{ et } t_f = 7,4 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \quad (\text{voir annexe 6})$$

Axe de flambement Y – Y → **courbe a**, $\alpha = 0,21$ (voir annexe 7)

Axe de flambement Z – Z → **courbe b**, $\alpha = 0,34$ (voir annexe 8)

$$\bar{\lambda}_y = 0,83 \rightarrow \text{courbe de flambement a} \rightarrow \chi_y = 0,7781$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,78 \rightarrow \text{courbe de flambement b} \rightarrow \chi_z = 0,7367$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,7781; 0,7367) = 0,7367$$

❖ Calcul de l'élançement réduit vis-à-vis du déversement

Pour les poutres à sections constantes et doublement symétriques en I et H :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

Avec :

λ_{LT} : Élançement de l'élément vis-à-vis du déversement pour les profilés laminés I et H ;

L : Longueur de flambement latéral ;

C_1 : Coefficient qui dépend de la nature du diagramme des moments.

$$\lambda_{LT} = \frac{135/1,84}{1,132^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{135/1,84}{16/0,74} \right)^2 \right]^{0,25}} = \mathbf{61,55}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{61,55}{93,9} = \mathbf{0,66}$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,66 > 0,4 \quad \rightarrow \quad \text{Il y a risque de déversement}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,66 \rightarrow \text{Courbe de flambement a} \rightarrow \chi_{LT} = \mathbf{0,8657}$$

$$\chi_{LT} = 0,8657 < 1 \rightarrow \text{Tableau du coefficient de flambement } \chi \text{ de la courbe a}$$

❖ Calcul du coefficient k

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}}$$

Avec :

β_{My} : Un facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie : $\beta_{My} = 1,3$

$$\mu_y = 0,83(2 \times 1,3 - 4) + \frac{124 - 109}{109} = -\mathbf{1,02}$$

$$\mu_y = -1,02 < 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A f_y} = 1 - \frac{-1,02 \times 1135,85}{0,7781 \times 20,1 \cdot 10^{-4} \times 235 \cdot 10^5} = \mathbf{1,03}$$

$$k_y = 1,03 < 1,5$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 = 0,15 \times 0,78 \times 1,3 - 0,15 = 0,0021 < 1,5$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{ed}}{\chi_{LT} \cdot A f_y} = 1 - \frac{0,0021 \times 1135,85}{0,8657 \times 20,1 \cdot 10^{-4} \times 235 \cdot 10^5} = \mathbf{1}$$

❖ Vérification au flambement

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{1222,92}{0,7367 \times 42940,92} + \frac{1,03 \times 2048,86}{2649,09} = 0,84 < 1,0 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification au déversement

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{1222,92}{0,7367 \times 42940,92} + \frac{1 \times 2048,86}{0,8657 \times 2649,09} = 0,93 < 1,0 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé choisi **IPE 160** est vérifié au déversement donc vérifié à l'état limite ultime.

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

6.1. Vérification de la flèche

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

$$f_y \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} \rightarrow f_{adm} = \frac{515}{200} = 2,58 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 V \cdot l^4}{384 E I_y}$$

$$f_y = \frac{5 \cdot 412 \cdot 10^{-2} \times 515^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \times 869} = 2,07 \text{ cm}$$

$$f_y = 2,07 \text{ cm} < f_{adm} = 2,58 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé choisi **IPE 160** est vérifié à l'état limite de service.

Conclusion

Le profilé choisi **IPE 160** est vérifié aux états limites ultimes et de services et convient comme potelet.

VI. Les solives

1. Introduction

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple, leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est déterminé par l'équation suivante : $0,7\text{m} \leq L \leq 1,50\text{m}$ (DTR C.2.2)

Leur écartement varie de 0.70m à 1.50m, suivant la nature du support de plancher, et l'utilisation des locaux (bureaux ou habitation).

2. Données

La longueur de la solive $l_s = 6,00\text{ m}$;

La longueur de la poutre $l_p = 10\text{ m}$;

L'entraxe des solives : $l_x = \frac{10}{8} = 1,25\text{ m}$.

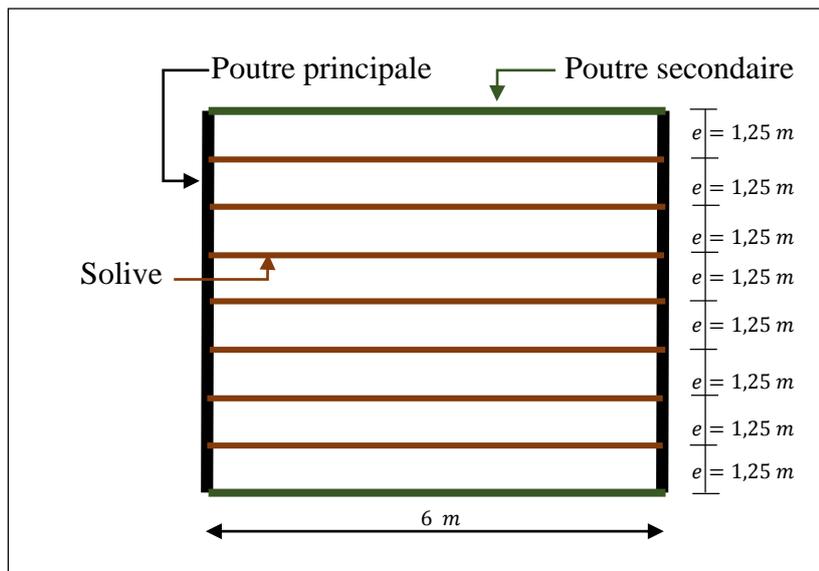


Figure III.22 : Dispositions des solives.

❖ Coefficient partiels de sécurité

Le coefficient partiel de sécurité doit être pris égal aux valeurs suivantes :

- Section de classe (1, 2, 3) $\rightarrow \gamma_{M0} = 1,1$
- Section de classe 4 $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,1$
- Section nette au droit des trous $\rightarrow \gamma_{M2} = 1,25$
- Cas des états limites ultimes des éléments $\rightarrow \gamma_{M0} = 1,1$

Les valeurs limites recommandée de flèches verticales sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : Valeurs limites recommandée pour les flèches verticales.

Conditions	$\delta_{v\ max}$
Toiture en générale.	$L/200$
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien.	$L/250$
Planchers en général.	$L/250$
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides.	$L/250$
Planchers supportant des poteaux à moins que flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime.	$L/400$
Cas où $\delta_{v\ max}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment.	$L/250$

3. Combinaisons des charges

$$G = 546 \times 1,25 = \mathbf{682,50\ daN/m}$$

$$Q = 350 \times 1,25 = \mathbf{525,00\ daN/m}$$

$$Q_s = (G + Q) = (682,5 + 525) = \mathbf{1207,50\ daN/m}$$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 682,5) + (1,5 \times 525) = \mathbf{1\ 708,88\ daN/ml}$$

4. Choix de la section

A partir de la condition de la flexion : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{1708,88 \times 6^2}{8} = \mathbf{7\ 689,96\ daN.m}$$

Par conséquent, après réarrangement :

$$W_{pl,requise} = \frac{M_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{7689,96 \cdot 10^2 \times 1,1}{2350} = \mathbf{359,96\ cm^3} \rightarrow \text{Soit IPE 270}$$

Tableau III.9 : Les caractéristiques du profilé IPE 270.

$G\ (Kg/m)$	$h\ (mm)$	$b\ (mm)$	$d\ (mm)$	$t_w\ (mm)$	$t_f\ (mm)$	$A\ (cm^2)$
36,1	270	135	190,4	6,6	10,2	45,9
$I_y\ (cm^4)$	$W_{ply}\ (cm^3)$	$A_{vy}\ (cm^3)$	$I_z\ (cm^4)$	$W_{plz}\ (cm^4)$	$A_{vz}\ (cm^4)$	$i_z\ (cm)$
5790	484	29	420	87	22,1	3,02

$$G = G + pp \text{ de la solive} = 682,5 + 36,1 = \mathbf{718,60 \text{ daN.m}}$$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(718,6) + 1,5(350) = \mathbf{1\,495,11 \text{ daN/m}^2}$$

4.1. Vérification de la classe de la section

4.1.1. Classe de la semelle (Semelle comprimé)

$$\frac{c}{t_f} \leq 9\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b - t_w - 2r}{2(t_f)} = \frac{135 - 6,6 - 2(15)}{2(10,2)} = \mathbf{4,82}$$

$$\frac{c}{t_f} = 4,82 < 10\varepsilon = 10 \quad \rightarrow \quad \mathbf{Semelle \text{ de classe } 1}$$

4.1.2. Classe de l'âme

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{h - (2t_f + 2r)}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{219,6}{6,6} = \mathbf{33,27}$$

$$\frac{c}{t_w} = 33,27 < 72\varepsilon = 72 \quad \rightarrow \quad \mathbf{Ame \text{ de classe } 1}$$

→ La section **IPE 270** est de **classe 1**.

5. Vérification à l'Etat Limite Ultime (ELU)

5.1. Vérification de la résistance

La vérification de la résistance doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{1495,11 (6)^2}{8} = \mathbf{6\,728 \text{ daN.m}}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{10\,340 \text{ daN.m}}$$

$$M_{sd} = 6\,728 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 10\,340 \text{ daN.m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{Condition \text{ vérifiée}}$$

5.2. Vérification de la condition de la résistance et du cisaillement

La vérification au cisaillement doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{1495,11 \times 6}{2} = \mathbf{4\ 485,33\ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{22,1 \cdot 10^{-4} (235 / \sqrt{3}) \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{27\ 258,81\ daN}$$

$$V_{sd} = 4\ 485,33\ daN < V_{pl,Rd} = 27\ 258,81\ daN \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé **IPE 270** est vérifié à l'état limite ultime.

6. Vérification à l'Etat Limite de Service (ELS)

6.1. Vérification de la flèche

$$q_s = G + Q = 718,6 + 525 = \mathbf{1\ 243,60\ daN/m}$$

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq f_{ad}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_u \cdot l^4}{El_y} \leq f_{ad} = \frac{L}{250}$$

Avec :

$$f_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{600}{250} = \mathbf{2,5\ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{El_y} = \frac{5}{384} \frac{1243,6 \cdot 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 5790} = \mathbf{2,56\ cm}$$

$$f = 1,73\ cm < f_{adm} = 2,5\ cm \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé **IPE 270** est vérifié à l'état limite de service.

Conclusion :

Le profilé en **IPE 270** est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme solive du plancher.

VII. Les escaliers

1. Introduction

Les escaliers sont des éléments (succession des marches et contremarches) qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment. Il est constitué généralement de :

- Cage d'escalier : Pièce dans laquelle se trouve l'escalier.
- Palier : Est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- Volée : Est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- Limon : Est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer à U sur l'âme verticale.
- Garde-corps : Il est utilisé pour assurer la sécurité.
- Giron : Est une largeur d'une marche d'escalier mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.
- Marche: Est la partie sur laquelle on pose les pieds. Elle est parallèle au sol.
- Contremarche : Est la partie verticale de la marche

Dans notre projet, on a un seul type d'escalier en charpente métallique qui est composé de deux volées liées à un palier de repos, ce dernier se compose d'une solive UPN encastrée aux poteaux, la volée est constituée de deux limons en profilé UPN, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

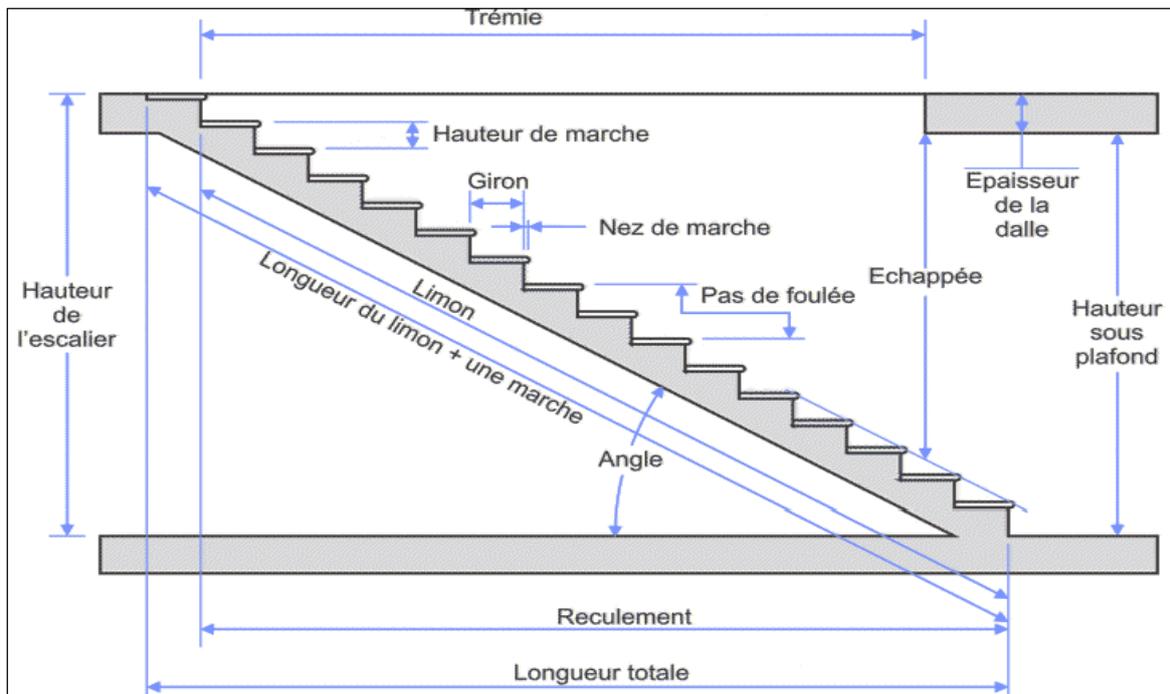


Figure III.23 : les différentes composantes d'un escalier.

2. Choix de dimensions

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

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

avec

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

h : Varie de 14 cm à 20 cm

g : Varie de 22 cm à 30 cm

2.1. Escalier rez-de-chaussée

Pour $H=5,15$ m, nous allons prendre $\begin{cases} h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases}$

$$n = \frac{515}{17} = 30,29 \rightarrow n = \mathbf{30 \text{ contremarches}}$$

$$\frac{n}{3} = \mathbf{10 \text{ contremarches}}$$

$$n - 1 = \mathbf{9 \text{ marches}}$$

$$h = \frac{515}{30} = \mathbf{17,17 \text{ cm}}$$

On répartit ce nombre de marche en 03 volées : Chaque volée comporte 10 contremarches de 17,17 cm et 9 marches de 30 cm .

❖ Vérification de la condition de BLONDEL

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

$$59 \text{ cm} \leq 64,34 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \mathbf{Condition \text{ vérifiée}}$$

❖ Longueur de la ligne de foulée

$$L = g(n - 1) = 30(10 - 1) = \mathbf{270 \text{ cm}}$$

❖ Inclinaison du limon

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

$$\text{arc tan } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{10 (17,17)}{9 (30)} = \frac{171,7}{270} = \mathbf{32,45^\circ}$$

❖ **Longueur du limon**

$$L_p = \frac{H}{3 \sin \alpha}$$

$$L_{p1} = \frac{515}{3 \sin 32,45^\circ} = 320 \text{ cm}$$

❖ **Epaisseur du limon**

$$\frac{L_p}{30} \leq L_p \leq \frac{L_p}{20} \rightarrow L_p = 12 \text{ cm}$$

$$\frac{320}{30} = 10,66 \text{ cm} \leq L_p \leq \frac{320}{20} = 16 \text{ cm} \rightarrow L_p = 12 \text{ cm}$$

2.2. Escalier étage courant

Pour $H=3,50$ m, nous allons prendre $\begin{cases} h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases}$

Nombre de contremarches : $n = \frac{175}{17} = 10,29 \rightarrow n = 10 \text{ contremarches}$

Nombre de marches : $n - 1 = 9 \text{ marches}$

Hauteur de la marche : $h = \frac{175}{10} = 17,50 \text{ cm}$

On répartit ce nombre de marche en deux (02) volées : Chaque volée comporte 10 contremarches de 17,50 cm et 9 marches de 30 cm.

❖ **Vérification de la condition de BLONDEL**

$$59 \text{ cm} \leq (30 + 2(17,5)) \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Inclinaison du limon : } \tan \alpha = \frac{n \cdot h}{n \cdot g} = \frac{10 (17,5)}{9 (30)} = \frac{175}{270} = 32,95^\circ$$

$$\text{Longueur du limon : } L_{p2} = \frac{H}{2 \sin \alpha} = \frac{350}{2 \sin 32,95^\circ} = 321,75 \text{ cm}$$

$$\text{Epaisseur du limon : } \frac{321,75}{30} = 10,73 \text{ cm} \leq L_p \leq \frac{321,75}{20} = 16,09 \text{ cm} \rightarrow L_p = 12 \text{ cm}$$

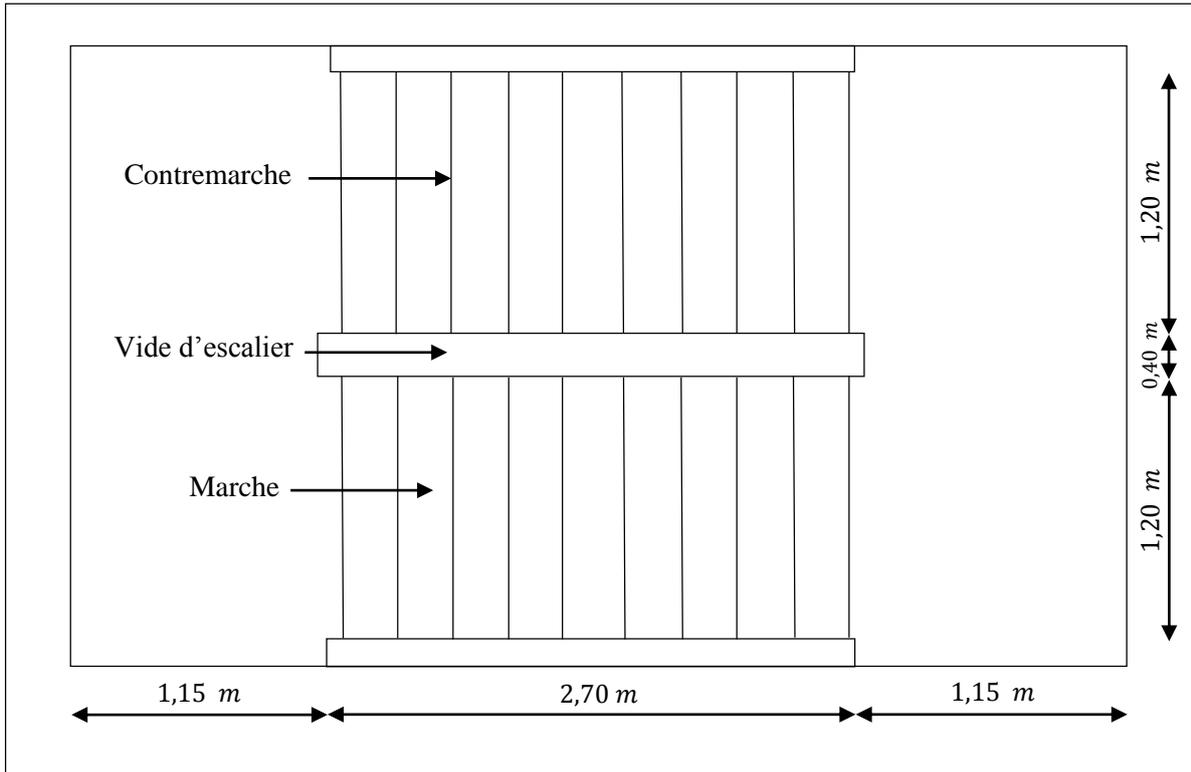


Figure III.24 : Vue en plan d'escalier d'étage courant.

3. Pré-dimensionnement des éléments

3.1. Supports de marches

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

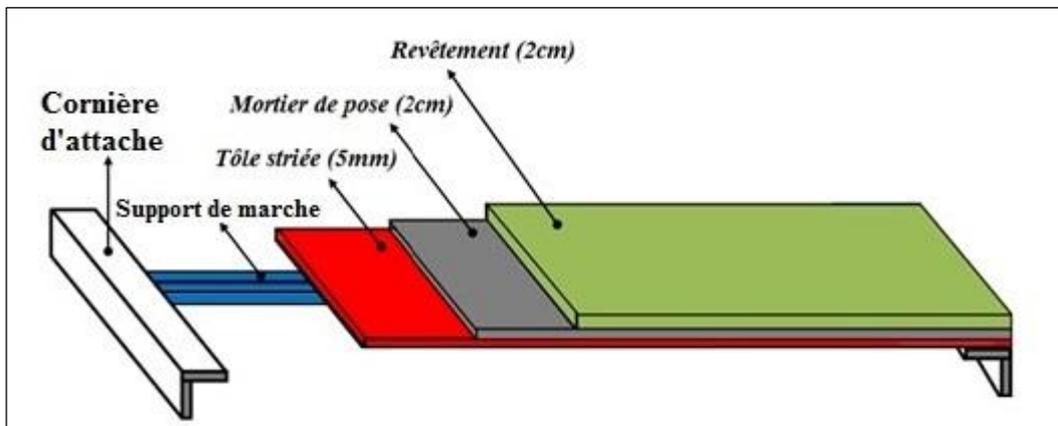


Figure III.25 : Disposition et les différentes charges appliquées sur la cornière.

3.1.1. Choix de la section

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

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

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

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

$$f \leq f_{adm} \rightarrow f_y = \frac{5}{384} \frac{q \cdot l^4}{El_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \frac{300 q_c \cdot l^3}{384 E} = \frac{1500}{384} \frac{112,5 \cdot 10^{-2} \times 120^3}{2,1 \cdot 10^6} = \mathbf{3,62 \text{ cm}^4}$$

Ce qui correspond à une cornière **L 50 x 50 x 4**.

Tableau III.10 : Les caractéristiques de la cornière L 50 x 50 x 4.

$G \text{ (Kg/m)}$	$h = b \text{ (mm)}$	$t \text{ (mm)}$	$I_y = I_z \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{ely} = W_{elz} \text{ (cm}^3\text{)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
3,06	50	4,0	8,97	2,46	3,89

$$G = 125 \times g + P_c = 125 \times 0,3 + 3,06 = \mathbf{40,56 \text{ Kg/m}}$$

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

3.1.2. Vérification de la classe des éléments de la section

3.1.2.1. Classe de la semelle (Semelle comprimé)

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

$$\frac{h+b}{2t} = \frac{50+50}{2(4)} = 12,50 < 15\varepsilon = 15 \rightarrow \mathbf{Semelle de classe 3}$$

3.1.2.2. Classe de l'âme

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

$$\frac{h}{t} = \frac{50}{4} = 12,50 < 15\varepsilon = 10 \rightarrow \mathbf{Ame de classe 1}$$

→ La cornière **L 50 x 50 x 4** est de **classe 1**.

3.1.3. Vérification à la résistance

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(40,56) + 1,5(75) = \mathbf{167,26 \text{ dan/ml}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{167,26 \times 1,2^2}{8} = \mathbf{30,11 \text{ daN.m}}$$

$$M_{C,Rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2,46 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{52,55 \text{ daN.m}}$$

$$M_{sd} = 30,11 \text{ daN.m} < M_{C,Rd} = 52,55 \text{ daN.m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{Condition \text{ v\u00e9rifi\u00e9e}}$$

3.1.4. V\u00e9rification au cisaillement

La v\u00e9rification doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{Rd} \rightarrow V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} \text{ et } V_{Rd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{167,26 \times 1,2}{2} = \mathbf{100,36 \text{ daN}}$$

$$A_{vz} = 1,04 \times h \times t = 1,04 \times 5 \times 0,4 = \mathbf{2,08 \text{ cm}^2}$$

$$V_{Rd} = \frac{2,08 \cdot 10^{-4} (235 / \sqrt{3}) \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{2\ 565,53 \text{ daN}}$$

$$V_{sd} = 100,36 \text{ daN} < V_{Rd} = 2\ 565,53 \text{ daN} \quad \rightarrow \quad \mathbf{Condition \text{ v\u00e9rifi\u00e9e}}$$

Le profil\u00e9 choisi corni\u00e8re **L 50 x 50 x 4** est v\u00e9rifi\u00e9 \u00e0 l'\u00e9tat limite ultime.

3.1.5. V\u00e9rification de la fl\u00e8che

La fl\u00e8che doit satisfaire la condition suivante :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{E I_y} \leq f_{ad} = \frac{L}{200}$$

Avec :

$$q_s = G + Q = 41,39 + 75 = \mathbf{116,39 \text{ daN}}$$

$$f_{adm} = \frac{120}{300} = \mathbf{0,40 \text{ cm}}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{116,39 \cdot 10^{-2} (120^4)}{2,1 \cdot 10^6 (8,97)} = \mathbf{0,17 \text{ cm}}$$

$$f_y = 0,17 \text{ cm} < f_{adm} = 0,40 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé choisi cornière **L 50 x 50 x 4** est vérifié à l'état limite de service.

Conclusion

La cornière **L 50 x 50 x 4** convient comme support de marche.

Remarque

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

3.2. Limon

3.2.1. Evaluation des charges

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

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

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

$$G_{volée} = \frac{G_{volée} \times e + G_{garde-corps} + G_{cornière}}{2} = \frac{125 \times 1,2 + 60 + 3,06}{2} = \mathbf{106,53 \text{ Kg/ml}}$$

$$G_{poutre} = 390 \frac{1,2}{2} = \mathbf{234 \text{ Kg/ml}}$$

$$Q = 250 \times \frac{1,2}{2} = \mathbf{150 \text{ Kg/ml}}$$

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente.

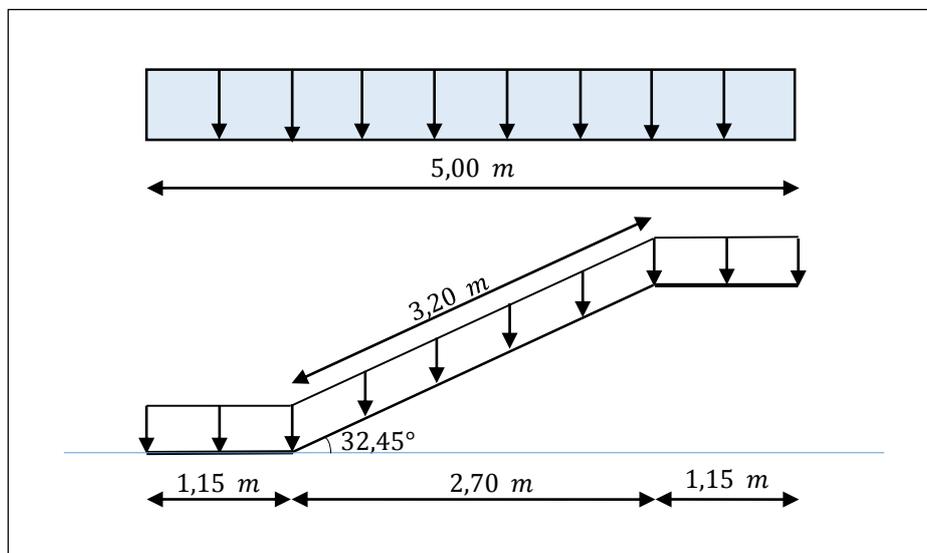


Figure III.26 : Distribution des charges sur le limon.

$$G_{eq} = \frac{2(234 \times 1,15) + (2,7 \times 106,53)}{5} = 165,17 \text{ daN/m}$$

$$q_s = G + Q = 165,17 + 150 = 315,17 \text{ daN/m}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 165,17 + 1,5 \times 150 = 447,98 \text{ daN/m}$$

3.2.2. Choix de la section

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

$$f \leq f_{adm}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{q \cdot l^4}{El_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$l_y \geq \frac{300 \times 5 q_c \cdot l^3}{384 E} = \frac{1500 \cdot 315,17 \cdot 10^{-2} \times 550^3}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6} = 975,38 \text{ cm}^4$$

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

Tableau III.11 : Les caractéristiques de l'UPE 180.

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

$$G = 165,17 + 19,7 = 184,87 \text{ Kg/ml}$$

$$q_s = G + Q = 184,87 + 150 = 334,87 \text{ Kg/ml}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 184,87 + 1,5 \times 150 = 474,57 \text{ daN/m}$$

3.2.3. Classe de la section

3.2.3.1. Classe de la semelle (Semelle comprimé)

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b - t_w - 2r}{2t_f} = \frac{75 - 5,5 - 2(12)}{2(10,5)} = 2,17$$

$$\frac{c}{t_f} = 2,17 < 10\varepsilon = 10 \quad \rightarrow \quad \text{Semelle de classe 1}$$

3.2.3.2. Classe de l'âme (âme fléchie)

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{h - (2t_f + 2r)}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{135}{5,5} = 24,55 < 72\varepsilon = 72 \quad \rightarrow \quad \text{Ame de classe 1}$$

→ La section **UPE 180** est de **classe 1**.

3.2.4. Vérification à l'état limite ultime (ELU)**3.2.4.1. Vérification à la résistance**

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{474,57 \times 5,5^2}{8} = \mathbf{1\ 794,47\ daN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{173 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{3\ 695,91\ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1\ 794,47\ daN.m < M_{Rd} = 3\ 695,91\ daN.m \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.2.4.2. Vérification au cisaillement

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{Rd} \rightarrow V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} \text{ et } V_{Rd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{474,57 \times 5,5}{2} = \mathbf{1\ 305,07\ daN}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{11,2 \cdot 10^{-4} (235 / \sqrt{3}) \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{13\ 814,42\ daN}$$

$$V_{sd} = 1\ 305,07\ daN < V_{Rd} = 13\ 814,42\ daN \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

3.2.5. Vérification à l'état limite de service (ELS)**3.2.5.1. Vérification de la flèche**

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

$$f \leq f_{adm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{El_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{550}{300} = \mathbf{1,83 \text{ cm}}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{334,87 \cdot 10^{-2} \times 550^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 1350} = \mathbf{1,41 \text{ cm}}$$

$$f = 1,41 \text{ cm} < f_{adm} = 1,83 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \mathbf{Condition \textit{v\u00e9rifi\u00e9e}}$$

Toutes les conditions sont v\u00e9rifi\u00e9es, alors le profil\u00e9 **UPE 180** convient comme limon.

3.3. Poutre pali\u00e8re des limons

La poutre pali\u00e8re supporte la moiti\u00e9 du limon.

3.3.1. Combinaisons des charges

Poids propre du limon UPE 180 19,7 Kg/m

Poids propre du garde-corps 60 Kg/m

$$G = G_{eq} + 2UPE + G_{Garde-corps} = 165,17 + 2(19,7) + 60 = \mathbf{264,57 \text{ Kg/ml}}$$

$$q_s = (G + Q) \frac{L}{2} = (264,57 + 150) \frac{5,5}{2} = \mathbf{1\ 140,07 \text{ daN/m}}$$

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \frac{L}{2} = (1,35 \times 264,57 + 1,5 \times 150) \frac{5,5}{2} = \mathbf{1\ 600,97 \text{ daN/m}}$$

3.3.2. Choix de la section

La v\u00e9rification de la fl\u00e8che se fait sous les charges non pond\u00e9r\u00e9es :

$$f \leq f_{adm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q \cdot l^4}{El_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

Par cons\u00e9quent, apr\u00e8s r\u00e9arrangement :

$$I_y \geq \frac{300}{384} \frac{5q_c \cdot l^3}{E} = \frac{1500}{384} \frac{1140,07 \cdot 10^{-2} \times 280^3}{2,1 \cdot 10^6} = \mathbf{465,53 \text{ cm}^4}$$

Ce qui correspond \u00e0 une corni\u00e8re **IPE 160**

Tableau III.12 : Les caractéristiques de l' IPE 160.

G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (cm ²)
15,8	160	82	127,2	5,0	7,4	20,1
I_y (cm ⁴)	W_{ply} (cm ³)	A_{vy} (cm ³)	I_z (cm ⁴)	W_{plz} (cm ⁴)	A_{vz} (cm ⁴)	i_z (cm)
869	124	12,8	68,3	26,1	9,66	1,65

→ La section **IPE 160** est de **classe 1**.

$$G = 264,57 + 15,8 = \mathbf{280,37 \text{ Kg/m}}$$

$$Q_u = (1,35 \times 280,37) + (1,5 \times 150) \frac{5,5}{2} = \mathbf{1\ 775,28 \text{ daN/ml}}$$

3.3.3. Vérification à l'état limite ultime (ELU)

3.3.3.1. Vérification à la résistance

La vérification à la résistance doit satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1775,28 \times 2,8^2}{8} = \mathbf{1\ 739,77 \text{ daN.m}}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{124 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{2\ 649,10 \text{ daN.m}}$$

$$M_{sd} = 1\ 739,77 \text{ daN.m} < M_{Rd} = 2\ 649,10 \text{ daN.m} \rightarrow \mathbf{\textit{Condition vérifiée}}$$

3.3.3.2. Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{Rd} \rightarrow V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} \text{ et } V_{Rd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1775,28 \times 2,8}{2} = \mathbf{2\ 485,39 \text{ daN}}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{9,66 \cdot 10^{-4} (235 / \sqrt{3}) \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{11\ 914,93 \text{ daN}}$$

$$V_{sd} = 2\ 485,39 \text{ daN} < V_{Rd} = 11\ 914,93 \text{ daN} \rightarrow \mathbf{\textit{Condition vérifiée}}$$

Le profilé **IPE 160** est vérifié à l'état limite ultime.

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

3.3.4.1. Vérification de la flèche

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

$$f \leq f_{adm}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{El_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{280}{300} = \mathbf{0,93 \text{ cm}}$$

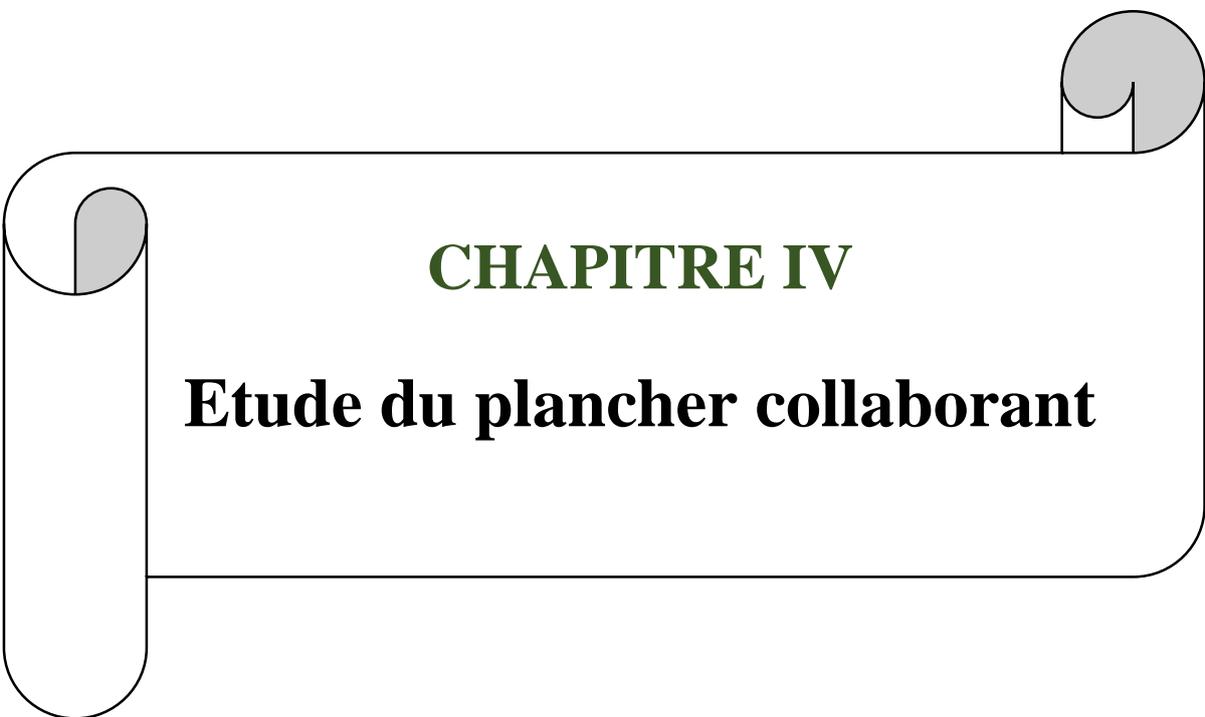
$$f_y = \frac{5}{384} \frac{1183,52 \cdot 10^{-2} \times 280^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 869} = \mathbf{0,58 \text{ cm}}$$

$$f_y = 0,52 \text{ cm} < f_{adm} = 0,93 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \mathbf{Condition \textit{v\u00e9rifi\u00e9e}}$$

Le profil\u00e9 **IPE 160** est v\u00e9rifi\u00e9 \u00e0 l'**\u00e9tat limite de service**.

Conclusion

Toutes les conditions sont v\u00e9rifi\u00e9es, alors le profil\u00e9 **IPE 160** est v\u00e9rifi\u00e9 aux **\u00e9tats limites ultimes** et de **service**, et convient comme poutre pali\u00e8re du limon.



CHAPITRE IV

Etude du plancher collaborant

Introduction

Le plancher mixte est une construction parfaite pour les constructions exigeant des performances techniques et mécaniques importantes, vu ces caractéristiques ce dernier est adapté à toute les formes de constructions (industrielles, commerciales ...), l'utilisation du plancher mixte a des avantages sur le plan économique vu qu'il permet de réduire l'épaisseur moyenne de la dalle ce qui interprète une réduction des éléments porteurs des structures (poteaux, poutres et fondations).

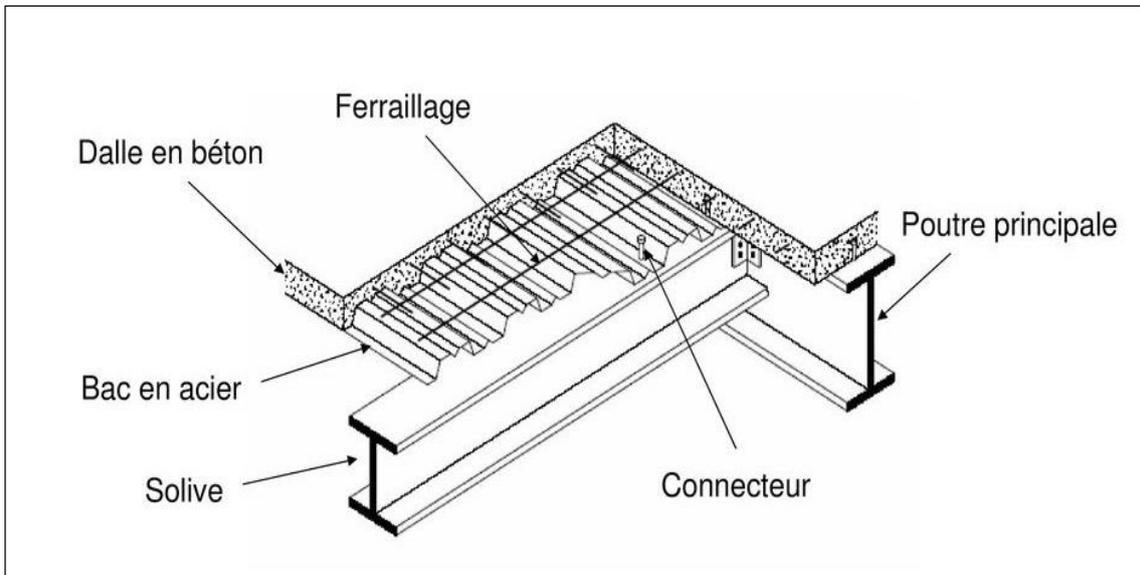


Figure IV.1 : Eléments constructifs d'un plancher collaborant.

L'avantage du plancher mixte appelé aussi plancher collaborant réside dans le renforcement de l'adhérence acier-béton, la collaboration entre les deux matériaux constituant le plancher visant à faire face aux tensions provoquées par les différentes charges.

I. Vérifications au stade du montage

1. Evaluation des charges et surcharges

Charges du plancher par 1m de largeur de la tôle lors du bétonnage.

1.1. Charges permanentes (G)

Charges reprises par le bac d'acier :

Poids propre la dalle en béton (épaisseur 12cm)	300 Kg/m ³
Poids propre de la tôle TN40 avec accessoire	10 Kg/m ²
Poids du treillis soudé	1 Kg/m ²
Poids propre de la solive (IPE 270)	36,1 Kg/m

$$G_{\text{béton}} = 300 \times 1,25 = 375 \text{ daN/ml}$$

$$G_{\text{tôle}} = 10 \times 1,25 = 12,50 \text{ daN/m}$$

$$G_{\text{tréllis}} = 1 \times 1,25 = 1,25 \text{ daN/m}$$

$$G = G_b + G_t + G_{tr} + G_s = 375 + 12,5 + 1,25 + 36,1 = 424,85 \text{ daN/m}$$

1.2. Charges d'exploitation (Q)

Charge de l'ouvrier : $P = 100 \text{ daN/m}^2$

$$Q = 100 \times 1,25 = 125 \text{ daN/m}$$

2. Combinaisons des charges

Combinaison des charges du bac d'acier :

$$q_s = G + Q = 424,85 + 125 = 549,85 \text{ daN/m}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 424,85 + 1,5 \times 125 = 761,04 \text{ daN/m}$$

3. Vérification à l'état limite ultime (ELU)

3.1. Vérification du moment fléchissant

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

On considère le bac en acier comme une poutre simplement appuyée.

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{761,04 \times 6^2}{8} = 3\,424,68 \text{ daN.m}$$

$$M_{Pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \times 23,5}{1,1} = 10\,340 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$M_{sd} = 3424,68 \text{ daN.m} \leq M_{Pl,Rd} = 10340 \text{ daN.m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.2. Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{761,04 \times 6}{2} = 2\,283,12 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

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

$$A_v = 4590 - 2(135) \times 10,2 + (6,6 + 2 \times 15) \times 10,2 = 2\,209,32 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{(2209,32 \times 235 \times 10^{-1})}{1,1 \times \sqrt{3}} = 27\,250,41 \text{ daN}$$

Donc :

$$V_{sd} = 2\,283,12 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 27\,250,41 \text{ daN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

4. Vérification à l'Etat Limite de Service (ELS)

4.1. Vérification de la flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{El_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{El_y} = \frac{5}{384} \frac{549,85 \cdot 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 5790} = 0,76 \text{ cm}$$

$$f = 0,76 \text{ cm} < f_{adm} = 2,4 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées au stade du montage.

II. Vérification Au stade final :

1. Evaluation des charges et surcharges

Charges du plancher par 1m de largeur de la tôle lors du bétonnage.

1.1. Charges permanentes (G)

Charges permanentes du plancher $G_p = 546 \text{ daN/m}^2$

Poids propre de la solive (IPE 270) $G_s = 36,1 \text{ daN/m}$

$$G = 1,25 G_p + G_s = 1,25 \times 546 + 36,1 = 718,6 \text{ daN/m}$$

1.2. Charges d'exploitation

Surcharge du plancher étage courant 350 Kg/m²

$$Q = 350 \times 1,25 = 437,50 \text{ daN/m}$$

2. Combinaisons des charges

Combinaison des charges du bac d'acier :

$$q_s = G + Q = 718,6 + 437,5 = 1\,156,10 \text{ daN/m}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 718,6 + 1,5 \times 437,5 = 1\,626,36 \text{ daN/m}$$

3. Vérification de la section mixte

3.1. Largeur efficace de la dalle

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i\right)$$

Avec :

L_0 : La portée de la poutre ; $L_0 = 6 \text{ m}$

$$b_1 = b_2 = 0,625 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{6}{8} = 0,75; 0,625\right)$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0,625 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 2 \times 0,625 = 1,25 \text{ m}$$

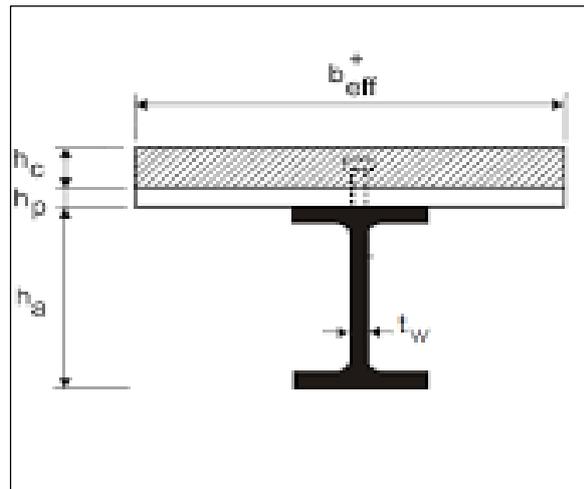


Figure IV.2 : Dimension de la poutre mixte.

3.2. Position de l'axe neutre

Désignons respectivement par F_a et F_c les résistances plastiques des profilés en traction et de la dalle en compression.

$$F_c = b_{eff} \times h_c \left(\frac{0,85 \times f_{ck}}{\gamma_c}\right) \rightarrow \text{Résistance de la section d'acier}$$

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow \text{Résistance de la section du béton}$$

Avec :

$h_c = 120 \text{ mm}$, Hauteur de la dalle ;

$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$, Valeur caractéristique de résistance à la compression du béton à 28 jours ;

$\gamma_c = 1,5$, Facteur de résistance du béton ;

$A_a = 4590 \text{ mm}^2$, Aire de la section efficace de la tôle nervurée ;

$f_y = 235 \text{ Mpa}$, Limite d'élasticité de l'acier de la tôle nervurée ;

$\gamma_{M0} = 1,1$, Facteur de résistance pour l'acier de la tôle nervurée.

$$F_c = 1250 \times 120 \left(\frac{0,85 \times 25 \cdot 10^{-2}}{1,5} \right) = 2 \text{ 125 KN}$$

$$F_a = \frac{4590 \times 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 980,6 \text{ KN}$$

Donc :

$F_c = 2125 \text{ KN} > F_a = 980,6 \text{ KN}$ → L'axe neutre dans la section du béton.

→ L'axe neutre coupant la dalle.

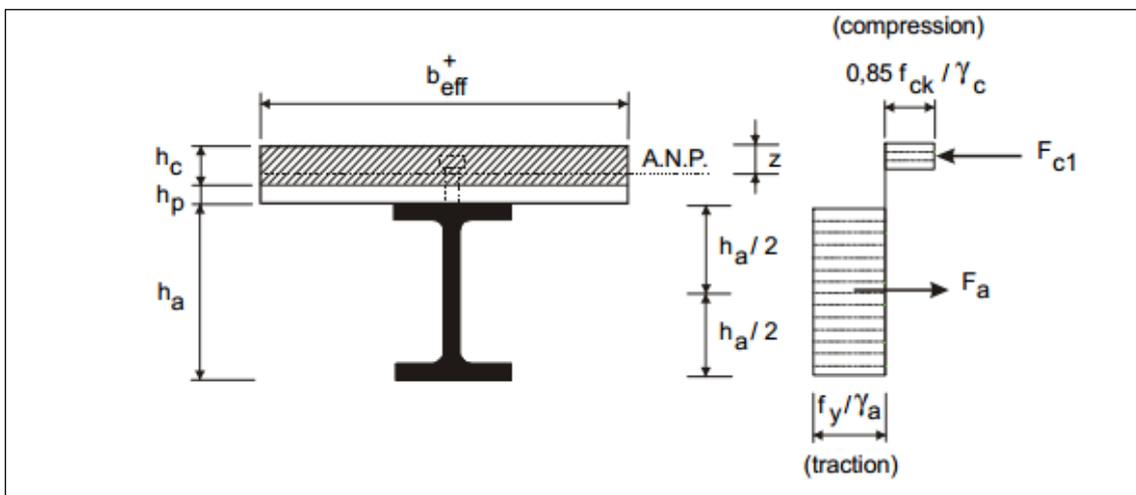


Figure IV.3 : Distribution plastique des contraintes normales : cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

❖ La position de l'axe neutre

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$Z = \frac{980,6 \times 10^3}{1250 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5}} = 55,37 \text{ mm}$$

$$Z = 55,37 \text{ mm} < h_c = 120 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

3.3. Vérification du moment fléchissant de résistance plastique (ELU)

La vérification de la résistance doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{Pl,Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z}{2} \right)$$

Avec :

M_{sd} : Moment de flexion sollicitant ;

$M_{Pl,Rd}$: Moment de résistance plastique.

h_a : Hauteur du profilé ;

h_p : Hauteur de la tôle ;

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{16,26 \times 6^2}{8} = 73,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{Pl,Rd} = 980,6 \left(\frac{0,27}{2} + 0,04 + 0,12 - \frac{0,055}{2} \right) = 262,31 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_{sd} = 73,17 \text{ KN.m} < M_{Pl,Rd} = 262,31 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.4. Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_{sd} \leq 0,5V_{pl,Rd}$$

Avec :

$$V_{z,sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{16,26 \times 6}{2} = 48,78 \text{ KN}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

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

$$A_v = 4590 - 2(135) \times 10,2 + (6,6 + 2 \times 15) \times 10,2 = \mathbf{2\ 209,32\ mm^2}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{(2209,32 \times 235 \times 10^{-1})}{1,1 \times \sqrt{3}} = 27\ 250,41\ daN = \mathbf{272,5\ KN}$$

$$0,5V_{plz,Rd} = \mathbf{136,25\ KN}$$

Donc :

$$V_{sd} = 48,78\ KN < 0,5V_{pl,Rd} = 136,25\ KN \quad \rightarrow \quad \mathbf{Condition\ v\u00e9rifi\u00e9e}$$

3.5. V\u00e9rification de la condition de la fl\u00e8che

Pour cette v\u00e9rification, on tient compte de la combinaison d'une poutre simplement appuy\u00e9e.

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{EI_h} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$f_{adm} = \frac{600}{250} = \mathbf{2,4\ cm}$$

$$l_h = l_a + A_z(Z_a - Z)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \times \left[\frac{h_c^2}{12} + \left(Z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right]$$

Avec :

$$n : \text{Coefficient d'\u00e9quivalence, } n = \frac{E_a}{E'_c} = 13,77 ;$$

$$E_a : \text{Module d'\u00e9lasticit\u00e9 de l'acier de construction, } E_a = 210\ KN/mm^2 ;$$

E'_c : Module d'\u00e9quivalence du b\u00e9ton donn\u00e9 par $E_{cm}/2$ pour les b\u00e2timents d'habitation et bureau administratives ;

$$E_{cm} = 32\ KN/mm^2, \text{ Pour un b\u00e9ton de classe C25/30 ;}$$

$$l_a : \text{Moment d'inertie de la poutre } (l_a = l_y = 5790\ cm^2).$$

$$l_h = 5790 + 22,09 (13,5 - 5,5)^2 + \frac{1,25 \times 10^2 \times 12}{13,77} \times \left[\frac{12^2}{12} + \left(5,5 - \frac{12}{2} \right)^2 \right]$$

$$l_h = \mathbf{2,16 \times 10^4\ cm^4}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{1156,1 \cdot 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 2,16 \cdot 10^4} = \mathbf{0,43\ cm}$$

$$f_{max} = 0,43\ cm < f_{adm} = 2,4\ cm \quad \rightarrow \quad \mathbf{Condition\ v\u00e9rifi\u00e9e}$$

4. Etude des connecteurs

4.1. Introduction

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison et l'adhérence entre la dalle en béton et l'acier.

Pour que la dalle mixte joue son rôle, il faut qu'il n'y ait pas de glissement entre la dalle en béton et l'acier, on doit ajouter des connecteurs en acier pour remédier au problème.

Ces connecteurs doivent s'opposer au soulèvement de la dalle et surtout à résister à son glissement en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

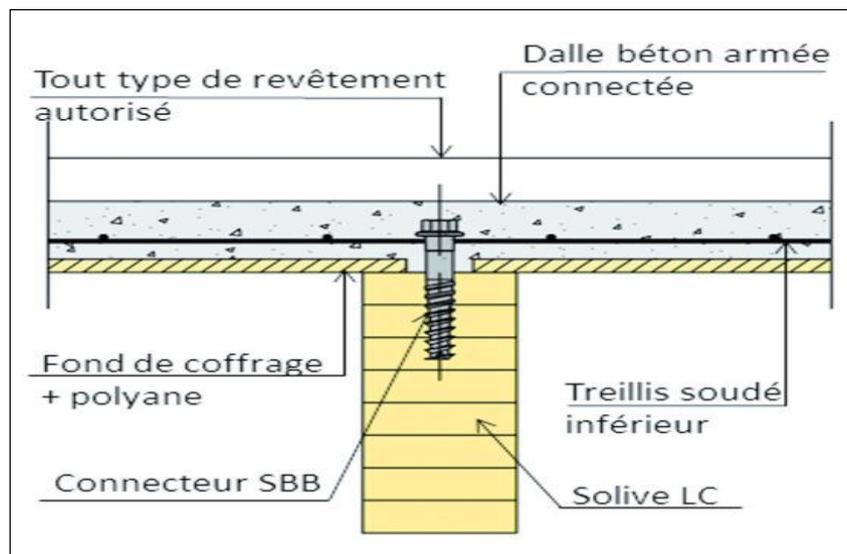
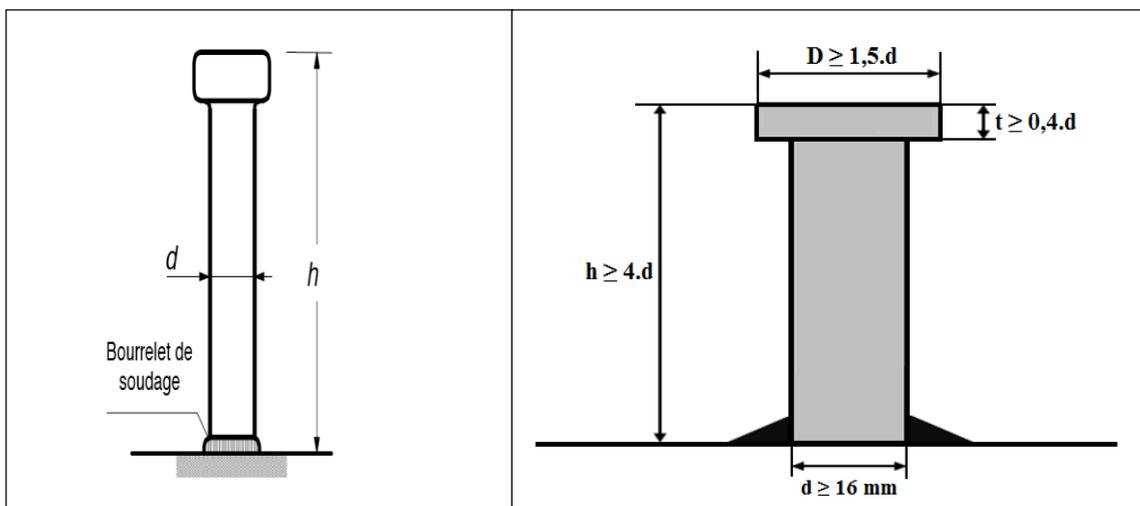


Figure IV.4 : La position d'un connecteur.

4.2. Caractéristiques des connecteurs

Les valeurs choisit en respectent les conditions citées dans la figure ci-dessous.



Figures IV.5 : Caractéristiques des connecteurs.

Les caractéristiques des connecteurs sont données dans le tableau IV.1 :

Tableau IV.1 : Les caractéristiques des connecteurs.

d (mm)	h (mm)	F_y (MPa)	F_u (MPa)	F_{ck} (MPa)	E_{cm} (Kn/mm ²)
16	80	275	430	25	32

4.3. Calcul de la connexion acier-béton

L'objectif de la connexion entre la poutre en acier et la dalle en béton est d'assurer la liaison mécanique entre ces deux derniers ; le béton participe au travail de la structure ; la résistance est augmentée et les déformations diminuées. Les connecteurs ont pour but d'empêcher le glissement entre les deux éléments de la structure (soulèvement de la dalle en béton).

4.3.1. Résistance des connecteurs

La résistance de calcul d'un goujon à tête soudé au pistolet automatique présentant en pied un bourrelet de soudure normal est donnée par la plus faible valeur calculée à partir des deux formules suivantes :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{ll} \frac{0,8 \times f_u \left(\frac{\pi d^2}{4} \right)}{\gamma_v} & \rightarrow \text{Cisaillement du goujon} \\ \frac{0,29 \times \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} & \rightarrow \text{Ecrasement du béton contre le goujon} \end{array} \right.$$

Avec :

f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 400 MPa ;

d : Diamètre du fut du goujon ;

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa ;

E_{cm} : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 32 KN/mm² ;

γ_v : Le coefficient partiel de sécurité est généralement pris égal à 1,25.

$$\alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \quad \text{pour} \quad 3 < \frac{h}{d} < 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{pour} \quad \frac{h}{d} > 4$$

Dans notre cas :

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{16} = 5 \rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times \left(\frac{\pi 16^2}{4} \right)}{1,25} \\ \frac{0,29 \times 1 \times 16^2 \sqrt{32}}{1,25} \end{array} \right. = \min(128,67 ; 335,97)$$

$$P_{Rd} = \mathbf{128,67 \text{ KN}}$$

4.3.2. Vérification à l'effort de cisaillement longitudinal

La vérification à l'effort de cisaillement longitudinal est donnée comme suit :

$$F_{cf} = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$F_{cf} = \frac{4590 \times 235 \cdot 10^{-3}}{1,1}$$

$$F_{cf} = \mathbf{980,59 \text{ KN}}$$

4.3.3. Nombre de connecteurs

Le nombre de connecteur doit être égal au moins à l'effort de cisaillement de calcul déterminé, divisé par la résistance de calcul d'un connecteur.

$$N > n_f = \frac{F_{cf}}{P_{Rd}} = \frac{980,59}{128,67} = \mathbf{7,62} \quad \rightarrow \quad \text{On opte pour l'utilisation de 8 goujons.}$$

❖ L'espacement entre les goujons

Le nombre de connecteur N est uniformément réparti sur une longueur critique. Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Alors l'espacement des connecteurs S est :

$$S = \frac{L}{2N}$$

Avec :

L : Longueur de la solive ;

N : Nombre de connecteurs.

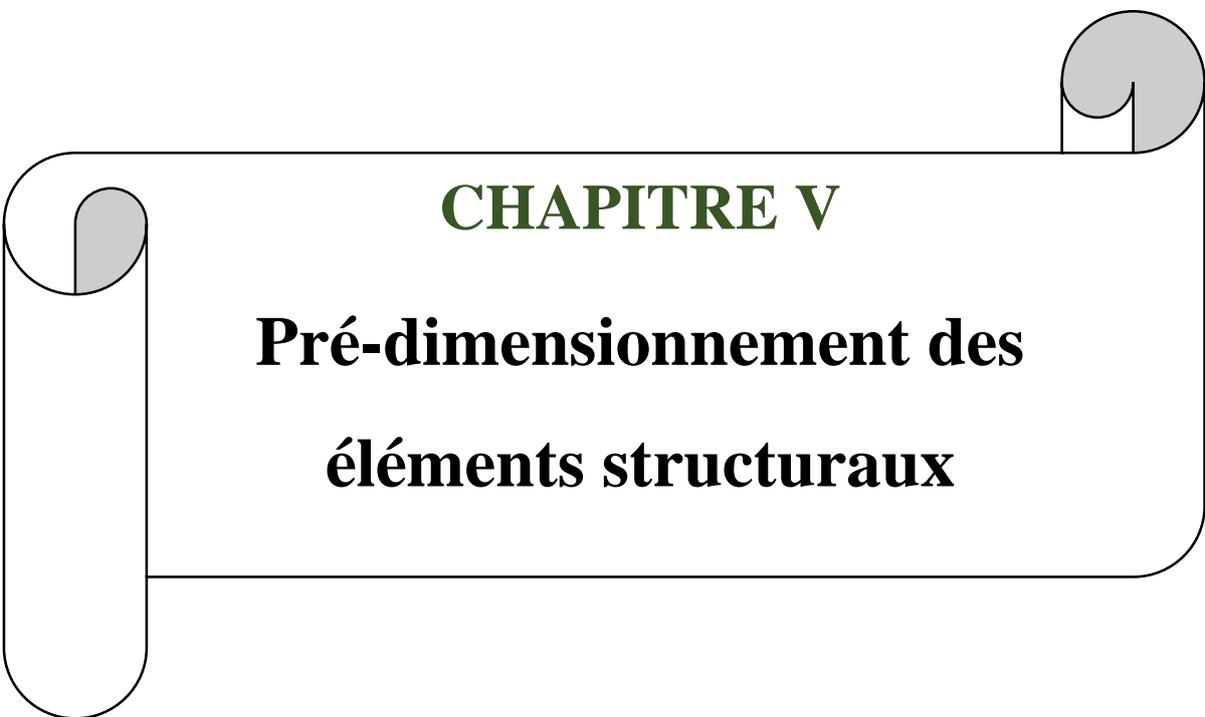
$$S = \frac{600}{2 \times 8} = \mathbf{37,5 \text{ cm}}$$

On conclue que l'espacement entre les goujons est de $37,5 \text{ cm}$

Conclusion

Le plancher collaborant est réalisé avec une dalle en béton d'épaisseur **12 cm** posée sur des solives en **IPE 270**.

La liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de diamètre **16 cm** espacée de **37,5 cm**, sont réalisés afin d'assurer l'adhérence entre l'acier et la dalle.



CHAPITRE V

Pré-dimensionnement des éléments structuraux

I. Les poutres

1. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux, qui servent à transmettre les charges appliquées sur la structure vers les poteaux qui a leurs tours les transmettent aux fondations.

Le dimensionnement des poutres vise essentiellement à assurer une résistance appropriée en flexion. Le pré-dimensionnement des poutres se repose sur des principes structuraux relativement simples.

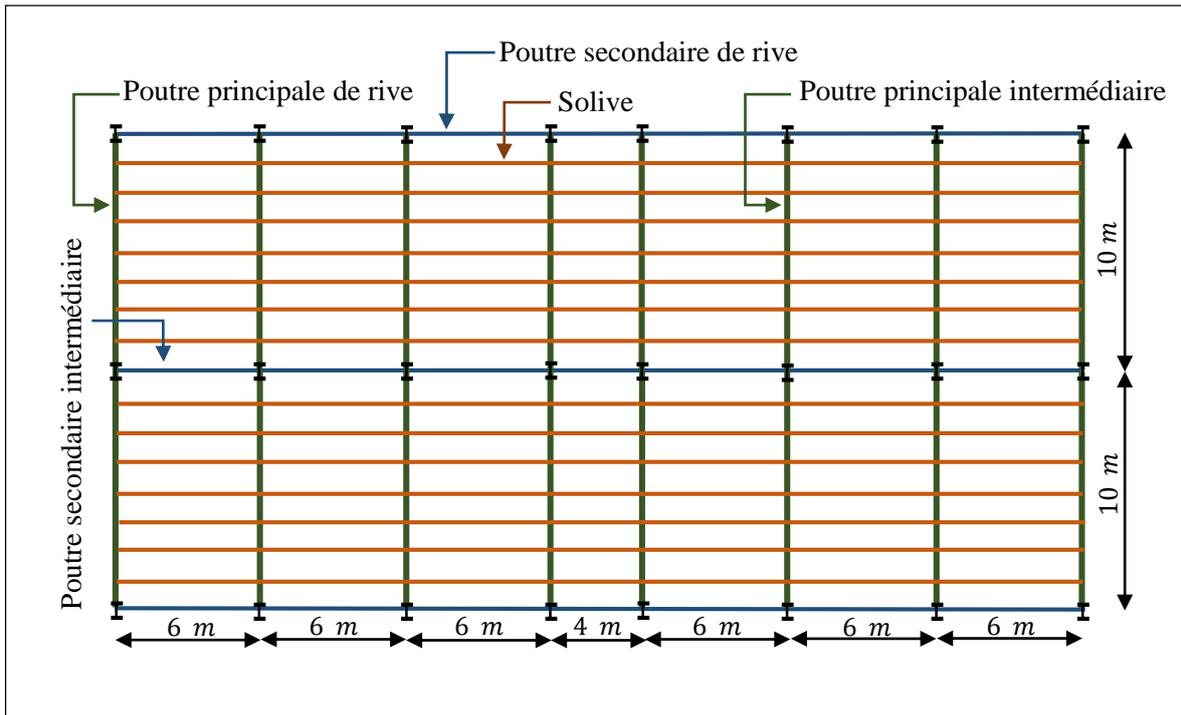


Figure V.1 : Dispositions des poutres principales et secondaires.

1. Poutre Principale intermédiaire

1.1. Evaluation des charges et surcharges

Les poutres reprennent le poids des solives, le poids des murs et leurs poids propres

$$N_{br,solives} = \frac{\text{Longueur de la poutre}}{\text{Entraxe des solives}} - 1 = \frac{10}{1,25} = 7$$

1.1.1. Charges permanentes (G)

Poids propre du plancher 546 Kg/m²

Poids propre des solives (IPE270) 36,1 Kg/m

Il convient tout d'abord de déterminer l'intensité des charges appliquées à cette poutre.

L'aire reprise par une poutre principale est d'une largeur de 6 m.

Ramenée à une longueur unitaire, la charge d'utilisation est d'intensité :

$$G_{plancher} = 546 \times 6 = \mathbf{3\ 276\ Kg/ml}$$

$$G_{solives} = \frac{36,1}{1,25} \times 6 = \mathbf{173,28\ Kg/ml}$$

$$G = G_p + G_s = \mathbf{3\ 449,28\ Kg/ml}$$

1.1.2. Surcharges d'exploitation (Q)

Surcharge du plancher étage courant 350 Kg/m²

$$Q = 350 \times 6 = \mathbf{2\ 100\ Kg/ml}$$

1.2. Combinaisons des charges

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3449,28) + (1,5 \times 2100)$$

$$Q_u = \mathbf{7\ 806,53\ daN/ml}$$

A partir de la condition de la flexion :

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

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{7806,53 \times 10^2}{8} = \mathbf{97\ 581,63\ daN.m}$$

Par conséquent, après réarrangement :

$$W_{pl,requise} = \frac{M_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{97581,63 \cdot 10^2 \times 1,1}{2350} = \mathbf{4\ 567,65\ cm^3}$$

Donc, la section minimale est celle donnée par le profilé **IPE 750x137**, dont les différentes caractéristiques sont résumées dans le tableau V.1.

Tableau V.1 : Les caractéristiques du profilé IPE 750x137.

<i>G (Kg/m)</i>	<i>h (mm)</i>	<i>b (mm)</i>	<i>d (mm)</i>	<i>t_w (mm)</i>	<i>t_f (mm)</i>	<i>A (cm²)</i>
137	753	263	685	11,5	17,0	175
<i>I_y (cm⁴)</i>	<i>W_{ply} (cm³)</i>	<i>A_{vy} (cm³)</i>	<i>I_z (cm⁴)</i>	<i>W_{plz} (cm⁴)</i>	<i>A_{vz} (cm⁴)</i>	<i>i_z (cm)</i>
159 900	4 865	92,7	5 166	614	92,9	2,69

$$G = G + pp \text{ de la poutre} = 3\,449,28 + 137 = \mathbf{3\,586,28 \text{ Kg/ml}}$$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3\,586,28) + (1,5 \times 2\,100) = \mathbf{7\,991,48 \text{ Kg/ml}}$$

1.3. Classe de la section

1.3.1. Classe de la semelle (Semelle comprimé)

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b - t_w - 2r}{2(t_f)} = \frac{263 - 11,5 - 2(17)}{2(17)} = 6,40$$

$$\frac{c}{t_f} = 6,40 < 10\varepsilon = 10 \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{Semelle de classe 1}}$$

1.3.2. Classe de l'âme (âme fléchie)

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{h - (2t_f + 2r)}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{685}{11,5} = 59,56 < 72\varepsilon = 72 \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{Ame de classe 1}}$$

→ La section **IPE 750x137** est de **classe 1. Capable de développer un moment plastique.**

1.4. Vérification à l'Etat Limite Ultime (ELU)

1.4.1. Vérification au cisaillement

La résistance au cisaillement de l'âme doit être vérifiée. La force de cisaillement de calcul $V_{z,sd}$, doit être inférieure ou égale à la résistance de cisaillement plastique $V_{pl,Rd}$:

$$V_{z,sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{7\,991,48 \times 10}{2} = \mathbf{39\,957,40 \text{ daN}}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{92,9 \cdot 10^{-4} (235 / \sqrt{3}) \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{114\,585,66 \text{ daN}}$$

Donc :

$$V_{z,sd} = 39\,957,40 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 114\,585,66 \text{ daN} \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

La résistance des poutres principales intermédiaires au cisaillement est vérifiée.

1.4.2. Vérification de la résistance

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{7991,48 \times 10^2}{8} = 99\,893,50 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4865 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = 103\,934,09 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$M_{sd} = 99\,893,50 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 103\,934,09 \text{ daN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé **IPE 750x137** est vérifié à l'état limite ultime.

1.5. Vérification à l'Etat Limite de Service (ELS)

1.5.1. Vérification de la flèche

$$q_s = G + Q = 3586,28 + 2100 = 5\,686,28 \text{ daN/m}$$

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq f_{ad}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{El_y} \leq f_{ad} = \frac{L}{200}$$

Avec :

$$f_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{1000}{200} = 5 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{El_y} = \frac{5}{384} \frac{5686,28 \cdot 10^{-2} \times 1000^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 159900} = 2,20 \text{ cm}$$

$$f = 2,20 \text{ cm} < f_{adm} = 5 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé **IPE 750x137** est vérifié à l'état limite de service.

Conclusion

Le profilé en **IPE 750x137** est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme poutre principale intermédiaire.

Remarque

La procédure de calcul des poutres de la structure est la même pour les autres poutres.

2. Poutre principale de rive

2.1. Evaluation des charges et surcharges

2.1.1. Charges permanentes (G)

$$G_{\text{plancher}} = 546 \times 3 = 1\,638 \text{ Kg/ml}$$

$$G_{\text{solives}} = \frac{36,1}{1,25} \times 3 = 86,64 \text{ Kg/ml}$$

$$G = G_p + G_s = 1638 + 86,64 = 1\,724,64 \text{ Kg/ml}$$

2.1.2. Surcharges d'exploitation (Q)

$$Q = 350 \times 3 = 1\,050 \text{ Kg/ml}$$

2.2. Combinaisons des charges

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 1724,64) + (1,5 \times 1050) = 3\,903,26 \text{ Kg/ml}$$

A partir de la condition de la flexion :

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

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{3903,26 \times 10^2}{8} = 48\,790,75 \text{ daN.m}$$

Par conséquent, après réarrangement :

$$W_{pl,requise} = \frac{M_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{48790,75 \cdot 10^2 \times 1,1}{2350} = 2\,283,82 \text{ cm}^3$$

Soit **IPE 550**

Tableau V.2 : Les caractéristiques du profilé IPE 550.

G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (cm ²)
106	550	210	467,6	11,1	17,2	134
I_y (cm ⁴)	W_{ply} (cm ³)	A_{vy} (cm ³)	I_z (cm ⁴)	W_{plz} (cm ⁴)	A_{vz} (cm ⁴)	i_z (cm)
67 120	2 787	76,1	2 668	401	72,3	4,45

$$G = G + pp \text{ de la poutre} = 1724,64 + 106 = 1\,830,64 \text{ Kg/ml}$$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 1830,64) + (1,5 \times 1050)$$

$$Q_u = 4\,046,36 \text{ daN/ml}$$

2.3. Classe de la section

2.3.1. Classe de la semelle (Semelle comprimé)

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b - t_w - 2r}{2(t_f)} = \frac{210 - 11,1 - 2(24)}{2(17,2)} = 4,39$$

$$\frac{c}{t_f} = 4,39 < 10\varepsilon = 10 \quad \rightarrow \quad \text{Semelle de classe 1}$$

2.3.2. Classe de l'âme (âme fléchie)

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{h - (2t_f + 2r)}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{467,6}{11,1} = 42,13 < 72\varepsilon = 72 \quad \rightarrow \quad \text{Ame de classe 1}$$

→ La section **IPE 550** est de **classe 1**. Capable de développer un moment plastique.

2.4. Vérification à l'état limite ultime (ELU)

2.4.1. Vérification au cisaillement

La résistance au cisaillement de l'âme doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{z,sd} < V_{pl,Rd}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{4046,36 \times 10}{2} = \mathbf{20\ 231,82\ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{72,3 \cdot 10^{-4} (235 / \sqrt{3}) \cdot 10^5}{1,1} = \mathbf{89\ 177\ daN}$$

Donc :

$$V_{z,sd} = 20\ 231,82\ daN < V_{pl,Rd} = 89\ 177\ daN \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La résistance des poutres principales de rive au cisaillement est vérifiée.

2.4.2. Vérification de la résistance

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{4046,36 \times 10^2}{8} = 50\,579,50 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2787 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = 59\,540,45 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$M_{sd} = 50\,579,50 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 59\,540,45 \text{ daN.m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé **IPE 550** est vérifié à l'état limite ultime.

2.5. Vérification à l'Etat Limite de Service (ELS)

2.5.1. Vérification de la flèche

$$q_s = G + Q = 1830,64 + 1050 = 2\,880,64 \text{ daN/m}$$

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{El_y} \leq f_{ad} = \frac{L}{200}$$

Avec :

$$f_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{1000}{200} = 5 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{El_y} = \frac{5}{384} \frac{2880,64 \cdot 10^{-2} \times 1000^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 67120} = 2,66 \text{ cm}$$

Donc :

$$f = 2,66 \text{ cm} < f_{adm} = 5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé **IPE 550** est vérifié à l'état limite de service.

Conclusion

Le profilé en **IPE 550** est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme poutre principale de rive.

3. Poutre secondaire intermédiaire

3.1. Evaluation des charges et surcharges

3.1.1. Charges permanentes (G)

Poids propre du plancher 561 Kg/m²

$$G_{\text{plancher}} = 561 \times 1,25 = \mathbf{682,50 \text{ Kg/ml}}$$

3.1.2. Surcharges d'exploitation (Q)

Surcharge du plancher étage courant 350 Kg/m²

$$Q = 350 \times 1,25 = \mathbf{437,50 \text{ Kg/ml}}$$

3.2. Combinaisons des charges

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 682,5) + (1,5 \times 437,5) = \mathbf{1\ 577,63 \text{ Kg/ml}}$$

A partir de la condition de la flexion :

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

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{1577,63 \times 6^2}{8} = \mathbf{7\ 099,34 \text{ daN.m}}$$

Par conséquent, après réarrangement :

$$W_{pl,requise} = \frac{M_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{7099,34 \cdot 10^2 \times 1,1}{2350} = \mathbf{332,31 \text{ cm}^3}$$

Soit **IPE 270**

Tableau V.3 : Les caractéristiques du profilé IPE 270.

<i>G</i> (Kg/m)	<i>h</i> (mm)	<i>b</i> (mm)	<i>d</i> (mm)	<i>t_w</i> (mm)	<i>t_f</i> (mm)	<i>A</i> (cm ²)
36,1	270	135	219,6	6,6	10,2	45,9
<i>I_y</i> (cm ⁴)	<i>W_{ply}</i> (cm ³)	<i>A_{vy}</i> (cm ³)	<i>I_z</i> (cm ⁴)	<i>W_{plz}</i> (cm ⁴)	<i>A_{vz}</i> (cm ⁴)	<i>i_z</i> (cm)
5790	484	29.0	420	97	22,1	3,02

$$G = G + pp \text{ de la poutre} = 682,50 + 36,1 = \mathbf{718,60 \text{ Kg/ml}}$$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 718,6) + (1,5 \times 437,5)$$

$$Q_u = \mathbf{1\ 626,36 \text{ daN/ml}}$$

3.3. Classe de la section

3.3.1. Classe de la semelle (Semelle comprimé)

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b - t_w - 2r}{2(t_f)} = \frac{135 - 6,6 - 2(15)}{2(10,2)} = 4,82$$

$$\frac{c}{t_f} = 4,82 < 10\varepsilon = 10 \quad \rightarrow \quad \text{Semelle de classe 1}$$

3.3.2. Classe de l'âme (âme fléchie)

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{h - (2t_f + 2r)}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219,6}{10,2} = 21,53 < 72\varepsilon = 72 \quad \rightarrow \quad \text{Ame de classe 1}$$

→ La section **IPE 270** est de **classe 1**. Capable de développer un moment plastique.

3.4. Vérification à l'état limite ultime (ELU)

3.4.1. Vérification au cisaillement

La résistance au cisaillement est donnée comme suit :

$$V_{z,sd} < V_{pl,Rd}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{1626,36 \times 6}{2} = 4\,879,08 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{22,1 \cdot 10^{-4} (235 / \sqrt{3}) \cdot 10^5}{1,1} = 27\,258,81 \text{ daN}$$

Donc :

$$V_{z,sd} = 4\,879,08 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 27\,258,81 \text{ daN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La résistance des poutres secondaires intermédiaires au cisaillement est vérifiée.

3.4.2. Vérification de la résistance

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{1626,36 \times 6^2}{8} = 7\,318,62 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = 10\,340 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$M_{sd} = 7\,318,62 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 10\,340 \text{ daN.m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé **IPE 270** est vérifié à l'état limite ultime.

3.5. Vérification à l'Etat Limite de Service (ELS)

3.5.1. Vérification de la flèche

$$q_s = G + Q = 718,60 + 437,5 = 1\,156,10 \text{ daN/m}$$

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{El_y} \leq f_{ad} = \frac{L}{200}$$

Avec :

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

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{El_y} = \frac{5}{384} \frac{1156,1 \cdot 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 5\,790} = 1,60 \text{ cm}$$

Donc :

$$f = 1,60 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé **IPE 270** est vérifié à l'état limite de service.

Conclusion

Le profilé en **IPE 270** est vérifié aux états limites ultimes et de services donc vérifié à la sécurité et convient comme poutre secondaire intermédiaire.

4. Poutre secondaire de rive

4.1. Evaluation des charges et surcharges

4.1.1. Charges permanentes (G)

Poids propre du plancher 546 Kg/m²

$$G_{\text{plancher}} = 546 \frac{1,25}{2} = 341,25 \text{ Kg/ml}$$

4.1.2. Surcharges d'exploitation (Q)

Surcharge du plancher étage courant 350 Kg/m²

$$Q = 350 \frac{1,25}{2} = 218,75 \text{ Kg/ml}$$

4.2. Combinaisons des charges

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 341,25) + (1,5 \times 218,75) = 788,81 \text{ daN/ml}$$

A partir de la condition de la flexion :

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

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{788,81 \times 6^2}{8} = 3\,549,65 \text{ daN.m}$$

Par conséquent, après réarrangement :

$$W_{pl,requise} = \frac{M_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{3549,65 \cdot 10^2 \times 1,1}{2350} = 166,15 \text{ cm}^3$$

Soit **IPE 200**

Tableau V.4 : Les caractéristiques du profilé IPE 200.

<i>G</i> (Kg/m)	<i>h</i> (mm)	<i>b</i> (mm)	<i>d</i> (mm)	<i>t_w</i> (mm)	<i>t_f</i> (mm)	<i>A</i> (cm ²)
22,4	200	100	159	5,6	8,5	28,5
<i>I_y</i> (cm ⁴)	<i>W_{ply}</i> (cm ³)	<i>A_{vy}</i> (cm ³)	<i>I_z</i> (cm ⁴)	<i>W_{plz}</i> (cm ⁴)	<i>A_{vz}</i> (cm ⁴)	<i>i_z</i> (cm)
1 943	221	18,0	142	44,6	14,0	2,24

$$G = G + pp \text{ de la poutre} = 341,25 + 22,4 = 363,65 \text{ Kg/ml}$$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 363,65) + (1,5 \times 218,75)$$

$$Q_u = 819,05 \text{ Kg/ml}$$

4.3. Classe de la section

4.3.1. Classe de la semelle (Semelle comprimé)

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b - t_w - 2r}{2(t_f)} = \frac{100 - 5,6 - 2(12)}{2(8,5)} = 4,14$$

$$\frac{c}{t_f} = 4,14 < 10\varepsilon = 10 \quad \rightarrow \quad \text{Semelle de classe 1}$$

4.3.2. Classe de l'âme (âme fléchie)

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{h - (2t_f + 2r)}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{159}{5,6} = 28,39 < 72\varepsilon = 72 \quad \rightarrow \quad \text{Ame de classe 1}$$

→ La section **IPE 200** est de **classe 1**. Capable de développer un moment plastique.

4.4. Vérification à l'état limite ultime (ELU)

4.4.1. Vérification au cisaillement

La résistance au cisaillement de l'âme doit être vérifiée sous la condition suivante :

$$V_{z,sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{819,05 \times 6}{2} = 2\,457,15 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{14 \cdot 10^{-4} (235 / \sqrt{3}) \cdot 10^5}{1,1} = 17\,268,02 \text{ daN}$$

Donc :

$$V_{z,sd} = 2\,457,15 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 17\,268,02 \text{ daN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La résistance des poutres secondaires de rive au cisaillement est vérifiée.

4.4.2. Vérification de la résistance

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

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

$$M_{sd} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{819,05 \times 6^2}{8} = 3\,685,73 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{221 \cdot 10^{-6} \times 235 \cdot 10^5}{1,1} = 4\,721,36 \text{ daN.m}$$

Donc :

$$M_{sd} = 3\,685,73 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 4\,721,36 \text{ daN.m} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

4.5. Vérification à l'Etat Limite de Service (ELS)

4.5.1. Vérification de la flèche

$$q_s = G + Q = 363,65 + 218,75 = 582,40 \text{ daN/m}$$

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{El_y} \leq f_{ad} = \frac{L}{200}$$

Avec :

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

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{El_y} = \frac{5}{384} \frac{582,4 \cdot 10^{-2} \times 600^4}{2,1 \cdot 10^6 \times 1\,943} = 1,60 \text{ cm}$$

Donc :

$$f = 1,60 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

Conclusion

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

II. Les poteaux

1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux qui sont soumis à la compression, leur rôle principal est de supporter les différentes charges de la structure et de les transmettre aux fondations.

Dans notre calcul des poteaux prévus pour la résistance aux efforts extérieurs, on prend compte de leurs liaisons aux traverses et au massif de fondation.

Généralement les poteaux sont d'une part encastree aux traverses et (articulé ou encastree) sur les massifs de fondations.

2. Evaluation des charges

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

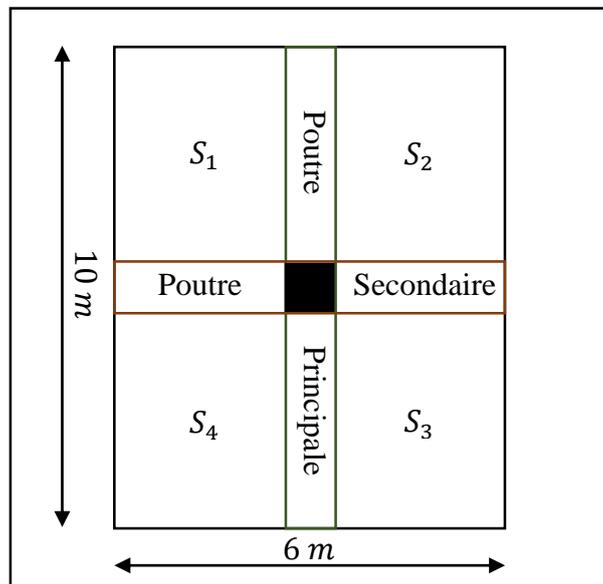


Figure V.2 : Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

Les différentes charges reprises par les poteaux :

2.1. Charges permanentes

Poids propre de la poutre principale : $G_{pp} = 137 \times 10 = 1\,370 \text{ daN}$

Poids propre de la poutre secondaire : $G_{ps} = 36,1 \times 6 = 216,60 \text{ daN}$

Poids propre de la panne : $G_p = 18,8 \times 6 \times 9 = 1\,015,20 \text{ daN}$

Poids propre des solives : $G_s = 36,1 \times 6 \times 7 = 1\,516,20 \text{ daN}$

Poids propre de la couverture : $G_c = 17 \times 6 \times 10,04 = 1\,024,08 \text{ daN}$

Poids propre de la traverse estimée : $G_t = 57,1 \times 10,04 = 573,28 \text{ daN}$

Poids propre du poteau estimé : $G_{pot} = 125 \times 13,02 = \mathbf{1\ 627,50\ daN}$

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

Surface d'influencedu plancher : $S_T = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 4 \left(\frac{6}{2} \times \frac{10}{2} \right) = \mathbf{60\ m^2}$

Poids propre du plancher : $G_{pl} = 60 \times 546 = \mathbf{32\ 760\ daN}$

La charge reprise par le poteau est donc :

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

$$G_{total} = 2(1370) + 2(216,6) + 1015,2 + 2(1516,28) + 1024,08 + 573,28 + 2(1627,5) + 2(32760)$$

$$G_{total} = \mathbf{77\ 593,32\ daN}$$

2.2. Charge d'exploitation

La surcharge d'exploitation reprises par le plancher : $Q_p = 60 \times 350 = \mathbf{21\ 000\ daN}$

La surcharge d'exploitation totale : $Q_t = 2Q_p = 2(21000) = \mathbf{42\ 000\ daN}$

3. Combinaisons des charges

Calcul des moments sollicitant :

$$N_{sd} = Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 77593,32) + (1,5 \times 42000) = \mathbf{1\ 677,51\ KN}$$

4. Choix de la section

Hypothèse de calcul : Pour satisfaire la condition « poteau fort-poutre faible », la section minimale a adopté pour le poteau est HEA 400, ses caractéristiques sont résumées dans le tableau V.5.

Tableau V.5 : Les caractéristiques du profilé HEA 400.

$G\ (Kg/m)$	$h\ (mm)$	$b\ (mm)$	$d\ (mm)$	$t_w\ (mm)$	$t_f\ (mm)$	$A\ (cm^2)$
125	390	300	298	11	19	159
$I_y\ (cm^4)$	$W_{ply}\ (cm^3)$	$I_y\ (cm^4)$	$W_{plz}\ (cm^4)$	$A_{vz}\ (cm^4)$	$i_y\ (cm)$	
45070	2562	8564	872,9	57,33	16,84	

4.1. Classe de la section

4.1.1. Classe de la semelle (Semelle comprimé)

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b - t_w - 2r}{2t_f} = \frac{300 - 11 - 2(27)}{2(19)} = \mathbf{6,18}$$

$$\frac{c}{t_f} = 6,18 < 10\varepsilon = 10 \quad \rightarrow \quad \text{Semelle de classe 1}$$

4.1.2. Classe de l'âme (âme fléchie)

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{h - (2t_f + 2r)}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298}{11} = \mathbf{27,09}$$

$$\frac{d}{t_w} = 27,09 < 72\varepsilon = 72 \quad \rightarrow \quad \text{Ame de classe 1}$$

→ La section **HEA 400** est de **classe 1**, capable de développer un moment plastique.

5. Vérification de la condition de la résistance

Le risque de flambement n'est à considérer que si $\bar{\lambda} > 0,2$, et à partir de cette condition on pourra vérifier la résistance :

$$N_{sd} < N_{b,Rd} = \chi \beta_A \frac{Af_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$N_{b,Rd}$: L'effort résistant vis-à-vis du phénomène de flambement ;

$\beta_A = 1 \rightarrow$ pour les sections transversales de classe 1, 2 et 3.

❖ Calcul de l'élancement

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

Avec :

L_f : La longueur de flambement du poteau ;

i : Le rayon de giration autour de l'axe fort.

$$L_f = 0,7 \times 5,15 = \mathbf{3,6\ m}$$

$$\lambda = \frac{360}{16,84} = \mathbf{21,37}$$

❖ Calcul de l'élancement réduit

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

Avec :

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = \pi \left[\frac{2,1 \cdot 10^4}{2350} \right]^{0,5} = \mathbf{93,9}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{21,37}{93,9} = \mathbf{0,22}$$

❖ Choix de la courbe de flambement

L'Eurocode 3 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,3 > 1,2 \quad \text{et} \quad t_f = 19\ \text{mm} < 40\ \text{mm}$$

Axe de flambement $Y - Y \rightarrow$ **courbe a**, $\alpha = 0,21$

$$\bar{\lambda} = 0,22 \rightarrow \text{courbe de flambement a} \rightarrow \chi = \mathbf{0,9956}$$

❖ Vérification de la stabilité au flambement simple

La vérification au flambement doit vérifier la condition suivante :

$$N_{c,Rdy} = 0,9956 \frac{159 \cdot 10^{-2} \times 2350}{1,1} = \mathbf{3\ 381,87\ KN}$$

Donc :

$$N_{sd} = 1\ 677,51\ KN < N_{c,Rd} = 3\ 381,87\ KN \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

Ce poteau résiste au flambement simple.

Conclusion

L'utilisation du **HEA 400** est conforme pour les poteaux de la structure.

III. Etude des portiques

1. Introduction

Les portiques sont constitués de poteaux et traverse, généralement des profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés dans les constructions, par contre les traverses sont réalisées en profilés laminé en I.

Les portiques en général peuvent avoir une portée de 15 à 60 m, tandis que les portées comprises entre 20 à 30 m sont les plus économiques. Le portique étudié est de 20 m.

2. Evaluation des charges

2.1. Charges permanentes dû à la toiture

Poids de la couverture	12 Kg/m ²
Poids propre des accessoires de pose	5 Kg/m ²
Poids propre de la panne (IPE 180)	18,8 Kg/ml
Poids propre de la traverse IPE 360 (estimé)	57,1 Kg/ml

$$G_{Panne} = \frac{18,8}{1,26} \times \text{entre axe des portique} = \mathbf{89,52 \text{ Kg/ml}}$$

$$G = [P_{Couverture} + P_{Accessoires}] \text{ entre axe des portiques} + G_{Panne} + G_{traverse}$$

$$G = [12 + 5] 6 + 89.52 + 57.1 = \mathbf{248,62 \text{ daN/m}}$$

2.2. Charge permanente du au plancher

$$\text{Poids propre du plancher : } G_p = 546 \times 6 = \mathbf{3272 \text{ kg/m}}$$

$$\text{Poids propre de la solive : } G_s = \mathbf{36,1 \text{ kg /m}}$$

$$G_T = 3272 + 36,1 = \mathbf{3\ 308,1 \text{ daN/m}}$$

2.3. Surcharge d'exploitation

$$P = 350 \text{ daN/m}^2 \text{ (DTR tableau 7.2.4 bâtiments de bureau)}$$

$$Q = P \times \text{entre axe des portique} = 350 \times 6 = \mathbf{2100 \text{ daN/m}}$$

2.4. Effet de la neige

Du chapitre II, la charge de la neige, notée N est de :

$$N = 13,6 \times 6 = \mathbf{81,6 \text{ daN/m}}$$

2.5. Effet du vent

En se référant aux résultats développés dans la partie étude climatique (Chapitre II), les cas de charge les plus défavorables sont résumés ainsi :

Pour la face du long pan : le portique intermédiaire se trouve dans la zone D pour la paroi verticale, et dans la zone G pour le versant de la toiture.

Pour la face du pignon : le portique intermédiaire se trouve dans la zone B pour la paroi verticale, et dans la zone H pour le versant de la toiture.

Dans le cas de notre étude au vent il s'est avéré que la valeur la plus défavorable pour la paroi verticale est identique entre le pignon et le long pan. (Voir tableau II.8 du chapitre II)

Dans le cas de notre étude au vent il s'est avéré que la valeur la plus défavorable pour la toiture se situe au long pan (zone H). (Voir tableau II.10 du chapitre II).

❖ Hypothèse de calcul

Les charges du vent seront transformées en une charge uniformément répartie en la multipliant par l'entre axe des portiques.

2.6. Surcharge d'entretien

Les charges d'entretiens sont conventionnellement assimilées à deux charges concentrées de 01 KN appliqué à 1/3 et 2/3 des portées, ces charges d'entretien correspondent au poids des personnes susceptible d'accéder à la toiture (d'après l'article 7.3.1 du règlement DTR BC2.2 charges et surcharges)

$$Q = 100 \times 6 = 600 \text{ daN/m}^2$$

3. Les combinaisons de charge à l'état limite ultime (ELU)

Les combinaisons utilisées pour définir les moments aux différents appuis :

- $1,35G + 1,5Q$
- $1,35G + 1,35V_3$
- $G + 1,5V_3$

❖ Calcul des sollicitations à l'aide du logiciel robot

Il s'agit de déterminer :

- Les réactions d'appuis H_A, V_A, H_I, V_I
- Les moments maximaux $M_A, M_B, M_C, M_D, M_E, M_F, M_G, M_H, M_I$

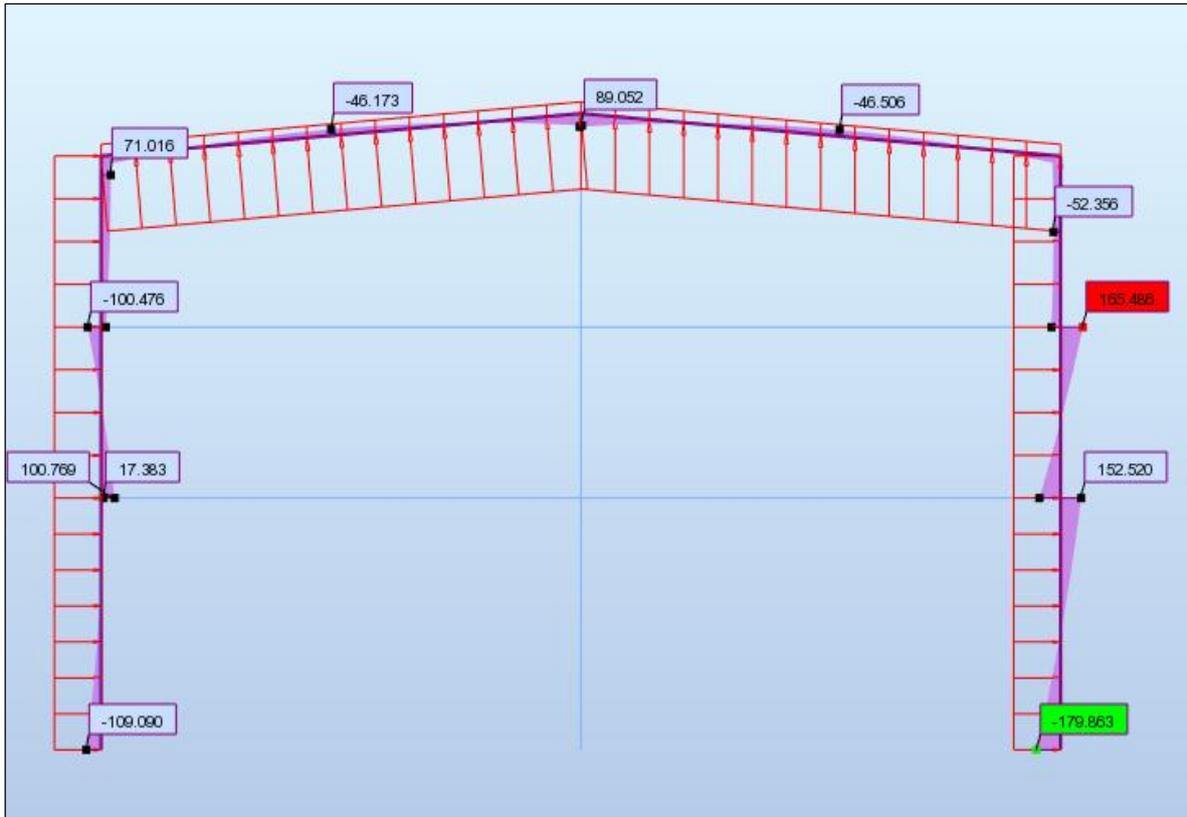


Figure V.3 : Diagramme des moments à l'aide du logiciel Robot.

Ci-dessous une figure et un tableau récapitulatif des différents moments à l'ELU :

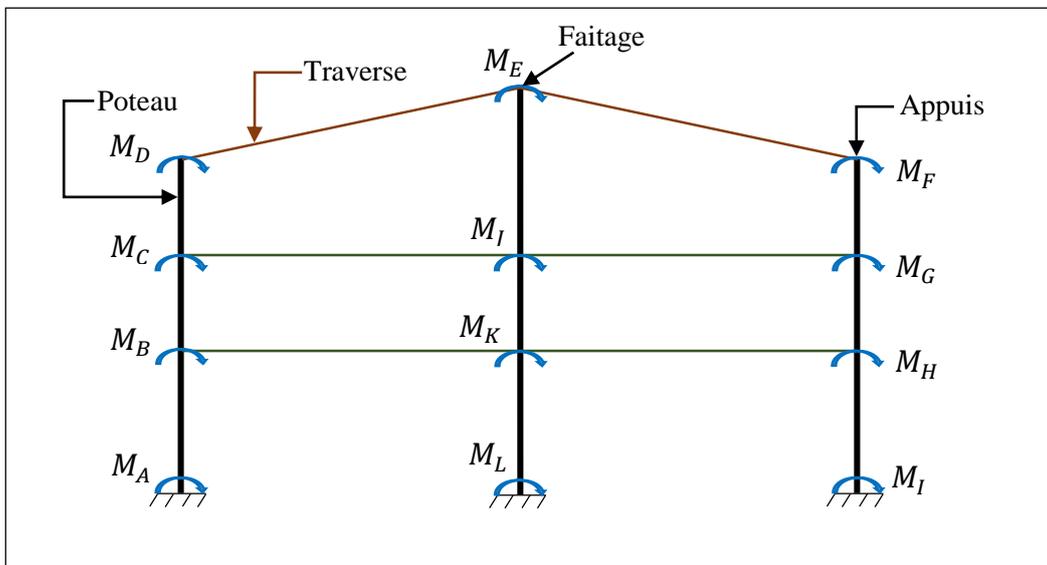


Figure V.4 : Les efforts agissent sur le portique.

Tableau V.6 : Les différents efforts agissent sur le portique.

Combinaison de charge	Moments <i>daN.m</i>								
	M_A	M_B	M_C	M_D	M_E	M_F	M_G	M_H	M_I
1,35G + 1,5Q	188	-336	-344	-3358	4047	3361	1404	-623	-188
1,35G + 1,35V ₃	-9658	14566	-14347	5344	7308	-4410	20848	-20225	-19236
G + 1,5V ₃	-10909	1738	-10047	7103	9748	-5235	16548	15252	17989

4. Dimensionnement des traverses

4.1. Définition

Les traverses sont des éléments porteurs horizontaux ou parfois inclinés, constituant la partie des cadres du halle supportant la toiture. En cas de nœuds traverses poteaux rigides, les traverses transmettent également les forces horizontales due au vent.

4.2. Les moments maximaux sollicitant la traverse

La combinaison à prendre en considération durant le calcul est la combinaison G + 1,5V₃ qui a donné les moments les plus défavorables, à savoir :

- Aux appuis : $M_E = 9\,748 \text{ daN.m}$
- Au faîtage : $M_F = -5\,235 \text{ daN.m}$

4.2.1. Choix de la section

La vérification doit satisfaire la formule suivante :

$$M_{y.Sd} \leq M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{Mo}}$$

On obtient :

$$W_{ply} \geq \frac{M_{y.Sd} \times \gamma_{Mo}}{f_y}$$

Donc :

$$\text{Au faîtage : } W_{ply} \geq \frac{97,48 \times 10^5 \times 1,1}{360 \times 10^2} = 297,85 \text{ cm}^3 \quad \rightarrow \text{ soit IPE 270}$$

$$\text{Aux appuis : } W_{ply} \geq \frac{52,35 \times 10^5 \times 1,1}{360 \times 10^2} = 159,95 \text{ cm}^3 \quad \rightarrow \text{ soit IPE 240}$$

Les profilés choisis sont surestimés pour tenir compte des effets de flambement, de déversement et de la flèche, on choisit la section la plus défavorable **IPE 270**.

4.3. Vérification de la traverse à l'ELS

Le calcul de la flèche est fait au faitage de la traverse en E, sous l'action combinée non pondérée :

$$G + N = 248,62 + 81,6 = \mathbf{330,22 \text{ daN/m}}$$

La flèche maximale au faitage est donnée par la formule suivante :

$$M_x = M_E + \left(\frac{ql}{2}x\right) - \left(\frac{qx^2}{2}\right)$$

En intégrant l'équation de la déformée on obtient :

$$Y_{max} = \frac{1}{384xExI_y} (5ql^4 - 48 M_E l^2)$$

$$Y_{max} = \frac{1}{384 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 5790} [(5 \times 330,22 \cdot 10^{-2} \times 2000^4) - (48 \times 9748 \cdot 10^2 \times 2000^2)]$$

$$Y_{max} = \mathbf{16,74 \text{ cm}} > l/200 = \mathbf{10 \text{ cm}} \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{Condition non vérifiée}}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée on procède à l'augmentation de la section, et après plusieurs essais, on aboutit au profilé **IPE 450**.

On aura :

$$Y_{max} = \frac{1}{384 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 33740} [(5 \times 330,22 \cdot 10^{-2} \times 2000^4) - (48 \times 9748 \cdot 10^2 \times 2000^2)]$$

Donc :

$$Y_{max} = \mathbf{2,83 \text{ cm}} < l/200 = \mathbf{10 \text{ cm}} \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

Les caractéristiques du profilé obtenu :

Tableau V.7 : Les caractéristiques du profilé IPE 450.

G (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	A (cm ²)
77,6	450	190	378,8	9,4	14,6	98,8
I_y (cm ⁴)	W_{ply} (cm ³)	r	I_z (cm ⁴)	W_{plz} (cm ⁴)	A_{vz} (cm ⁴)	i_z (cm)
33 740	1 702	21	1 676	276	50,9	4,12

4.3.1. Classe de la section

4.3.1.1. Classe de la semelle (Semelle comprimé)

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b - t_w - 2r}{2t_f} = \frac{190 - 9,4 - 2(21)}{2(14,6)} = 4,74$$

$$\frac{c}{t_f} = 4,74 < 10\varepsilon = 10 \quad \rightarrow \quad \text{Semelle de classe 1}$$

4.3.2. Classe de l'âme (âme fléchie)

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} = \frac{h - (2t_f + 2r)}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{378,8}{9,4} = 40,29$$

$$\frac{d}{t_w} = 40,29 < 72\varepsilon = 72 \quad \rightarrow \quad \text{Ame de classe 1}$$

→ La section **IPE 450** est de **classe 1**, capable de développer un moment plastique.

4.4. Vérification à l'état limite ultime (ELU)

4.4.2. Vérification de la traverse au déversement

La semelle supérieure de la traverse n'a pas de risque au déversement vu la présence des pannes, par contre la semelle inférieure risque de déverser sous le moment provoqué par le vent de soulèvement.

Donc faut vérifier :

$$M_f \leq M_{dev}$$

Avec :

$$M_{dev} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Sachant que : $\beta_w = 1$, $\gamma_{M1} = 1,1$, pour les classes 1 et 2 Avec :

$$M_{dev} = \chi_{LT} \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{pl,y} f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{Avec} \quad : \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0 \quad \rightarrow \quad \lambda_1 = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} = \frac{1004/4,12}{1,132^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1004/4,12}{45/1,46} \right)^2 \right]^{0,25}} = \mathbf{160,71}$$

❖ **Calcul de l'élanement réduit**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{160,71}{93,9} = \mathbf{1,71}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,71 > 0,4 \quad \rightarrow \quad \text{Il y a risque de déversement}$$

❖ **La courbe de flambement**

$$\frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,36 > 2 \quad \rightarrow \quad \text{Courbe de déversement } b$$

Axe de flambement $Y - Y \rightarrow$ **courbe b**, $\alpha_{LT} = 0,35$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,72 \rightarrow \text{courbe de flambement } a \rightarrow \chi_{LT} = \mathbf{0,2753}$$

$$M_{dev} = \chi_{LT} \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,2753 \frac{1702 \times 23,5}{1,1} = \mathbf{10\,010,15 \text{ daN.m}}$$

Le logiciel Robot nous donne un moment de fléchissant $M_f = 9\,748,5 \text{ daN.m}$ sous la combinaison du vent de soulèvement.

Donc :

$$M_f = 9\,748,5 \text{ daN.m} < M_{dev} = 10\,010,15 \text{ daN.m} \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

Conclusion

L'utilisation du profilé **IPE 450** est conforme pour la traverse.

5. Dimensionnement des poteaux

5.1. Evaluation des charges

5.1.1. Charge permanente revenant du portique intermédiaire

Poids propre de la couverture et accessoires de pose	17 Kg/m ²
Poids propre de la panne (IPE 180).....	18,8 Kg/m
Poids propre de la traverse (IPE 450).....	77,6 Kg/m
Poids propre de la poutre principale (IPE 750x137).....	137 Kg/m
Poids propre de la poutre secondaire (IPE 270).....	36,1 Kg/m
Poids propre de la solive (IPE 270).....	36,1 Kg/m

$$G_{\text{plancher}} = 60 \times 546 = \mathbf{32\ 760\ daN}$$

$$G_{\text{couverture}} = 17 \times 6 \times 10,04 = \mathbf{1\ 024,08\ daN}$$

$$G_{\text{Poutre Principale}} = 137 \times 10 = \mathbf{1\ 370\ daN}$$

$$G_{\text{Poutre Secondaire}} = 36,1 \times 6 = \mathbf{216,60\ daN}$$

$$G_{\text{solive}} = 36,1 \times 6 \times 7 = \mathbf{1\ 516,20\ daN}$$

$$G_{\text{traverse}} = 77,6 \times 10,04 = \mathbf{779,10\ daN}$$

$$G_{\text{poteau}} = 125 \times 13,02 = \mathbf{1\ 627,50\ daN}$$

$$G_{\text{panne}} = 18,8 \times 6 \times 9 = \mathbf{1\ 015,20\ daN}$$

Donc :

$$G_{\text{total}} = \mathbf{77\ 798,98\ daN}$$

5.1.2. Charges d'exploitations

$$Q_{\text{entretiens}} = 100 \times 6 \times 10,04 = \mathbf{6\ 024\ daN}$$

$$Q_{\text{plancher}} = 350 \times 60 = \mathbf{21\ 000\ daN}$$

$$Q_{\text{totale}} = 6024 + 21000 = \mathbf{48\ 024\ daN}$$

5.2. Combinaisons des charges

$$N_{\text{sd}} = Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 77798,98) + (1,5 \times 48024)$$

$$N_{\text{sd}} = 177\ 064,62\ daN = \mathbf{1\ 770,65\ KN}$$

5.3. Choix de la section

Le moment le plus défavorable revient à la combinaison : $G + 1,5V_3$ doit vérifier :

$$M_A \leq M_{pl,Rd}$$

Avec : $M_A = 20\,848,3 \text{ daN.m}$

Par conséquent, après réarrangement :

$$W_{pl,requise} \geq \frac{M_A \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{20848,3 \cdot 10^2 \times 1,1}{2350} = \mathbf{975,88 \text{ cm}^3}$$

Soit **HEA 400** après plusieurs tentatives de calcul.

Tableau V.8 : Les caractéristiques du profilé HEA 400.

$G \text{ (Kg/m)}$	$h \text{ (mm)}$	$b \text{ (mm)}$	$d \text{ (mm)}$	$t_w \text{ (mm)}$	$t_f \text{ (mm)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
125	390	300	298	11	19	159
$I_y \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{ply} \text{ (cm}^3\text{)}$	$I_y \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{plz} \text{ (cm}^4\text{)}$	$A_{vz} \text{ (cm}^4\text{)}$	$i_y \text{ (cm)}$	
45070	2562	8564	872,9	57,33	16,84	

5.4. Vérification de la condition de la résistance

Le risque de flambement n'est à considérer que si $\bar{\lambda} > 0,2$, et à partir de cette condition on pourra vérifier la résistance :

$$N_{sd} < N_{b,Rd} = \chi \cdot \beta_A \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}$$

❖ Calcul de l'élançement

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

$$L_f = 0,7 \times 5,15 = \mathbf{3,6 \text{ m}}$$

$$\lambda = \frac{360}{16,84} = \mathbf{21,37}$$

❖ Calcul de l'élançement réduit

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

$$\bar{\lambda} = \frac{21,37}{93,9} = \mathbf{0,22}$$

❖ Choix de la courbe de flambement

L'Eurocode 3 nous donne le choix de la courbe de flambement en fonction du type de la section.

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,3 > 1,2 \text{ et } t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement $Y - Y \rightarrow$ **courbe a**, $\alpha = 0,21$

$$\bar{\lambda} = 0,22 \rightarrow \text{courbe de flambement a} \rightarrow \chi = 0,9956$$

❖ Vérification de la stabilité au flambement simple

La résistance au flambement doit vérifier la condition suivante :

$$N_{c,Rdy} = 0,9956 \frac{159 \times 2350}{1,1} = 338\,187,22 \text{ daN} = \mathbf{3\,381,87 \text{ KN}}$$

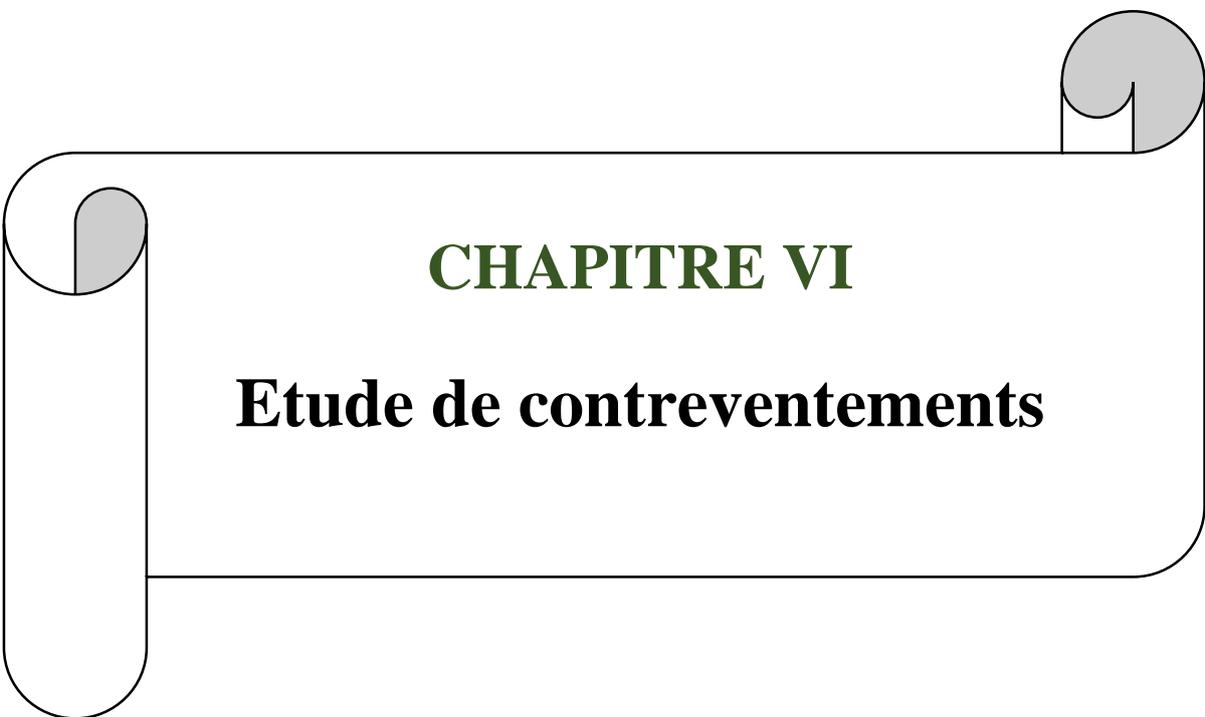
$$N_{sd} = 1\,770,65 \text{ KN} < N_{c,Rd} = 3\,381,87 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

Le poteau HEA 400 résiste au flambement simple.

Conclusion

L'utilisation du **HEA 400** est conforme pour les poteaux.

Les autres vérifications concernant les portiques seront faites à l'aide du logiciel ROBOT dans le chapitre de vérification des éléments.

A decorative graphic of a scroll with a black outline and rounded ends. The scroll is partially unrolled, with the top edge curving upwards at both ends. The interior of the scroll is white, and the text is centered within it. The scroll is positioned horizontally in the middle of the page.

CHAPITRE VI

Etude de contreventements

1. Introduction

En génie civil, le contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale des structures vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions : vent, séisme, choc, freinage ...

Il sert à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poteaux-poutres) relativement aux phénomènes d'instabilités (flambage, diversement) pour assurer la stabilité globale d'un bâtiment.

Les contreventements sont des dispositifs qui ont pour principale fonction de Reprendre et de transmettre aux fondations les efforts dus aux forces horizontales.

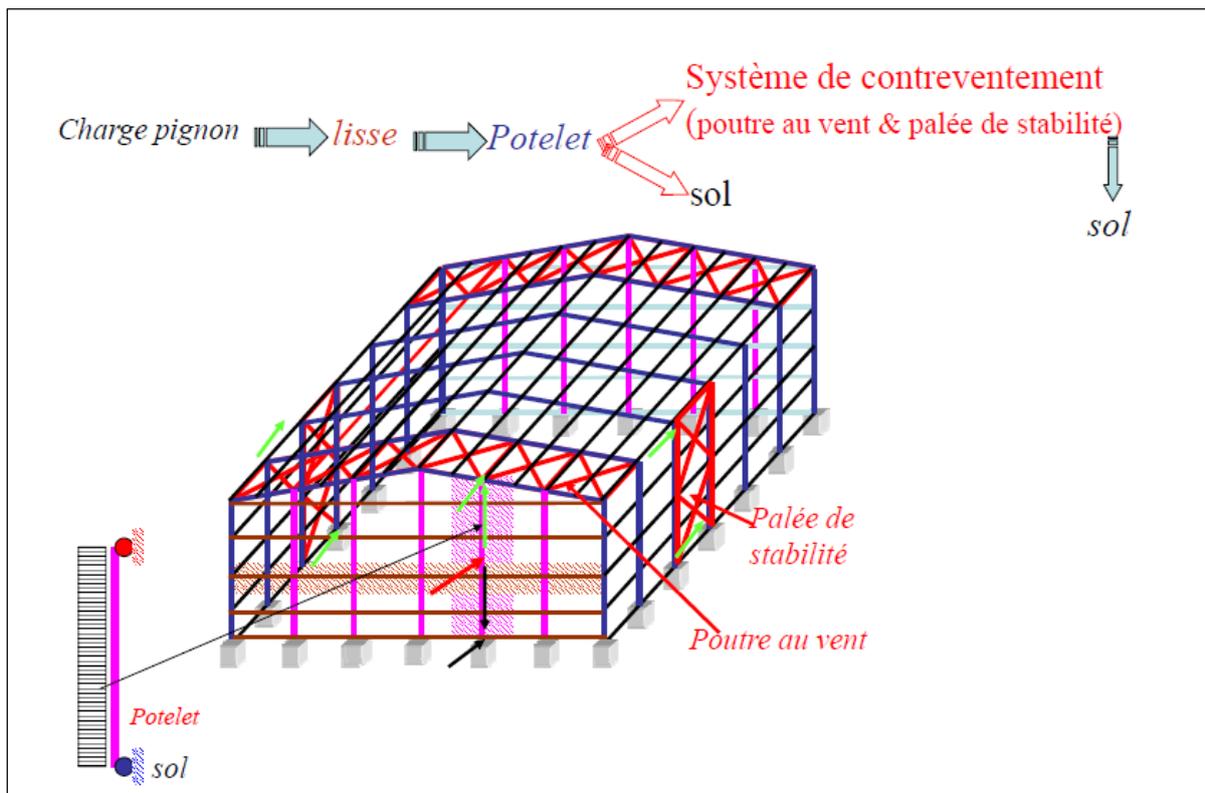


Figure VI.1 : Disposition des contreventements sur la structure.

2. Les différents types du contreventement

2.1. Contreventement de la toiture (poutre au vent)

Les contreventements sont disposés suivant les versant de toiture, leurs diagonales sont généralement des cornières (simple ou doubles) qui sont adoptées lors du dimensionnement de ce composant

2.2. Contreventement de façade (palée de stabilité)

Ossature triangulée, montée dans un plan vertical pour résister aux efforts horizontaux de la poutre au vent puis les transmettre aux fondations.

I. Effort du vent sur les pignons

La transmission des efforts sur le pignon est analogue à celle sur le long pan et passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigide transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

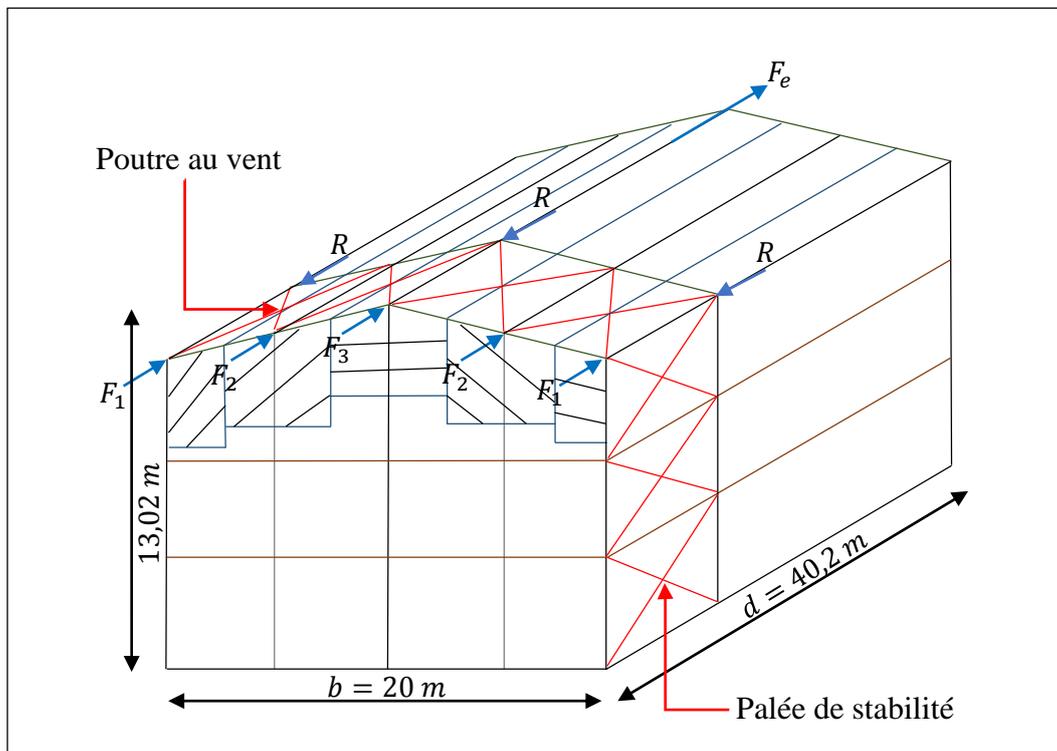


Figure VI.2 : Les efforts du vent sur le pignon.

1. Calcul de la poutre au vent au pignon

Le calcul de la poutre au vent sera calculé comme étant une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets.

1.1. Evaluations des efforts horizontaux

L'effort F en tête de potelet se décompose en :

- Un effort F de compression simple en tête du poteau.
- Un effort F_d de traction dans les diagonales.

1.1.1. Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets

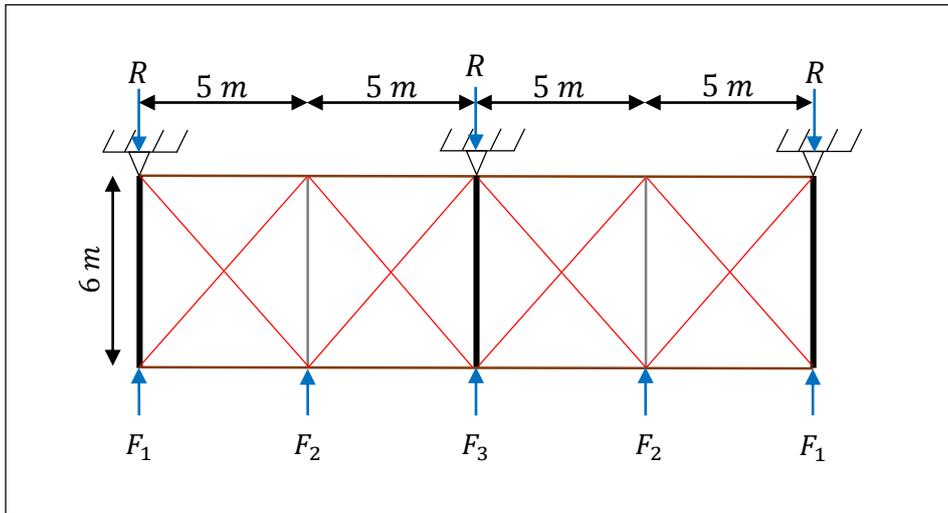


Figure VI.3 : Schéma statique de la poutre au vent.

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_e}{8}$$

$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4}$$

$$F_3 = \left(V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4}$$

Avec :

$$\text{Les différentes hauteurs : } \begin{cases} h_1 = 12,15m \\ h_2 = 12,60m \\ h_3 = 13,02m \end{cases}$$

La pression du vent : $V = 146 \text{ daN/m}^2$

La force d'entraînement : $F_e = F_{fr} = 26,19 \text{ KN}$

❖ Calcul des efforts appliqués sur la poutre au vent

L'effort appliqué sur la poutre au vent est donné comme suit :

$$F_1 = \left(V \times \frac{h_1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_e}{8} = \left(146 \times \frac{12,15}{2} \times \frac{20}{8} \right) + \frac{2619}{8} = 2\,217,40 \text{ daN}$$

$$F_2 = \left(V \times \frac{h_2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4} = \left(146 \times \frac{12,60}{2} \times \frac{20}{4} \right) + \frac{2619}{4} = 4\,599,00 \text{ daN}$$

$$F_3 = \left(V \times \frac{h_3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_e}{4} = \left(146 \times \frac{13,02}{2} \times \frac{20}{4} \right) + \frac{2619}{4} = 4\,752,30 \text{ daN}$$

1.1.2. Effort de traction dans les diagonales

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leurs grands élancements, elles tendent à flamber sous de faibles efforts, suivant le sens du vent (parois D ou E) c'est l'une au l'autre des diagonales qui est tendue.

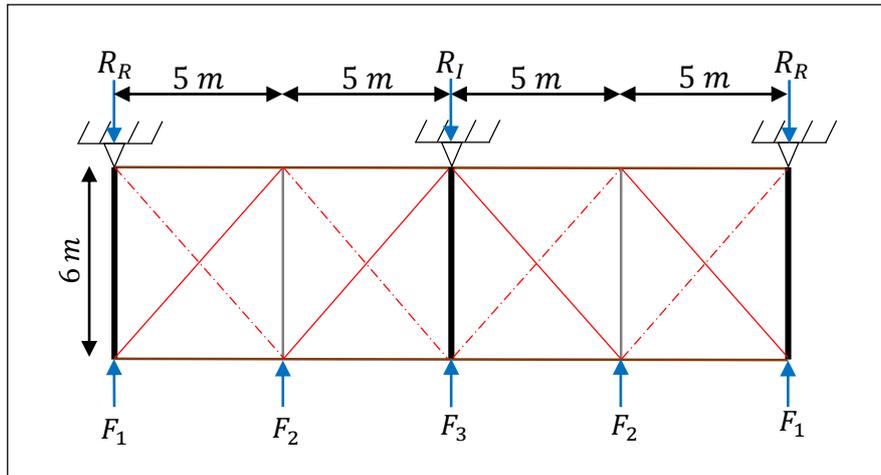


Figure VI.4 : Poutre au vent.

❖ Calcul de la réaction R

Vu qu'y a la symétrie, on prend seulement en considération le tronçon $0 \leq x \leq 10 \text{ m}$

$$2R_R + R_I = 2F_1 + 2F_2 + F_3 = 18\,385,10 \text{ daN}$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow -10R_R + 10F_1 + 5F_2 = 0$$

$$R_R = \frac{10F_1 + 5F_2}{10} = \frac{10(2217,4) + 5(4599)}{10} = 4\,516,90 \text{ daN}$$

$$R_I = 18385,1 - 2(4516,9) = 9\,351,30 \text{ daN}$$

Par la méthode des coupures on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité les plus sollicitées est donné comme suit :

$$R = F_d \cos \theta + F_1$$

Avec :

$$R = 9\,351,30 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{5}{6} = \text{arc tan} \frac{5}{6} = 39,8^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F_3}{\cos \theta} = \frac{9351,3 - 4752,3}{\cos(39,8^\circ)} = 5\,986,07 \text{ daN}$$

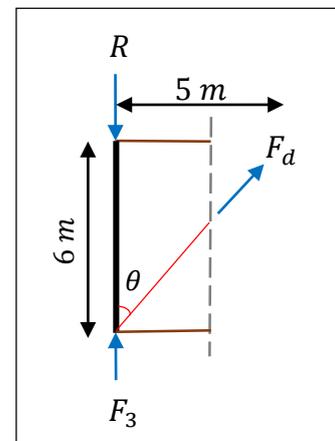


Figure VI. 5 : L'effort F_d dans la diagonale d'extrémité.

1.1.3. Section de la diagonale

❖ Calcul de la section brute

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

Les effets de l'action du vent calculés sont des valeurs caractéristiques (non pondérées). Des facteurs de charge appropriés doivent être appliqués pour la situation de conception pertinente. Pour les vérifications ELS, le facteur de charge partielle $\gamma_Q = 1,5$ est applicable pour les actions variables.

$$N_{sd} = 1,5F_d = 1,5 \times 5986,07 = \mathbf{89,79 \text{ KN}}$$

Donc :

$$A \geq \frac{N_{sd}\gamma_{m0}}{f_y} = \frac{89,79 \times 1,1}{23,5} = \mathbf{4,20 \text{ cm}^3}$$

$$A \geq \mathbf{4,20 \text{ cm}^3}$$

Soit une cornière isolée de **L 55 x 55 x 6**

Tableau VI.1 : Les caractéristiques de la cornière L 55 x 55 x 6.

$G \text{ (Kg/m)}$	$h = b \text{ (mm)}$	$t \text{ (mm)}$	$I_y = I_z \text{ (cm}^4\text{)}$	$W_{ely} = W_{elz} \text{ (cm}^3\text{)}$	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
4,18	55	6,0	17,29	4,39	6,31

Avec un boulon de 13 mm et un trou de diamètre ($d_0 = 14 \text{ mm}$)

❖ Calcul de la section nette

$$A_{net} = 6,31 - 0,5 \times 1,4 = \mathbf{5,61 \text{ cm}^2}$$

2. Vérification à la résistance ultime

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$N_{sd} = 1,5F_d \leq N_{u.Rd} = \frac{\beta A_{net} f_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec :

β : est le coefficient minorateur donné dans le tableau ci-dessous en fonction de l'entraxe P_1 des trous.

Tableau V.2 : Coefficients minorateurs β_2 et β_3

Coefficients minorateurs β_2 et β_3		
Entraxe	$\leq 2,5d_0$	$\geq 5,0d_0$
(2 boulons) β_2	0,4	0,7
(3 boulons et plus) β_3	0,5	0,7

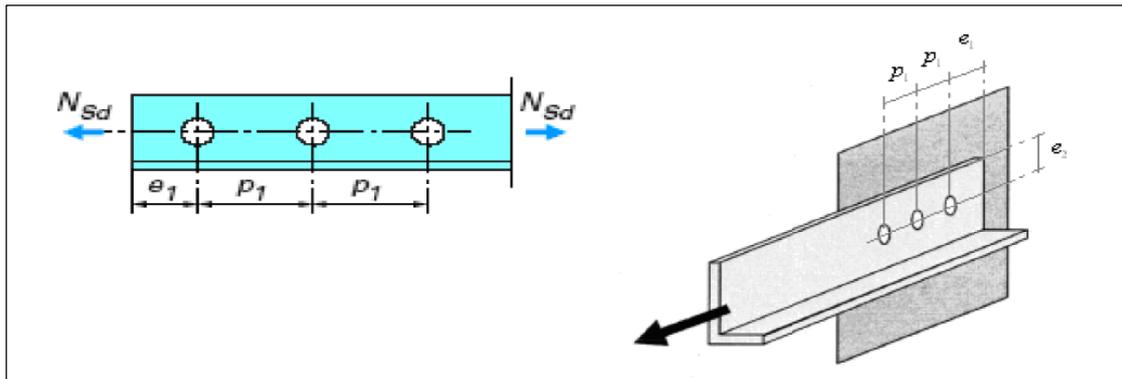


Figure VI.6 : Détails de la plaque d'extrémité de la cornière.

Cas de cornière assemblé par une seule aile, une attache de 3 boulons avec

$$P_1 = 100 \text{ mm} ; e_1 = 25 \text{ mm}$$

$$P_1 = 100 \text{ mm} \geq 5d_0 = 5 \times 14 = 70 \text{ mm}$$

Sachant que : $d_0 = 14 \text{ mm}$.

D'après le tableau $\beta = \beta_3 = 0,7$

$$N_{u.Rd} = \frac{A_{net} \cdot \beta_3 \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{5,61 \times 0,7 \times 360 \cdot 10}{1,25} = 11\,309,76 \text{ daN} = \mathbf{113,10 \text{ KN}}$$

Donc :

$$N_{sd} = 89,79 \text{ KN} < N_{u.Rd} = 113,10 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La cornière choisit **L 55 x 55 x 6** est convenable pour les barres de contreventement de la poutre au vent.

II. Calcul de la palée de stabilité en long pan

Les palées de stabilités reprennent les efforts du vent sur les pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent) on ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

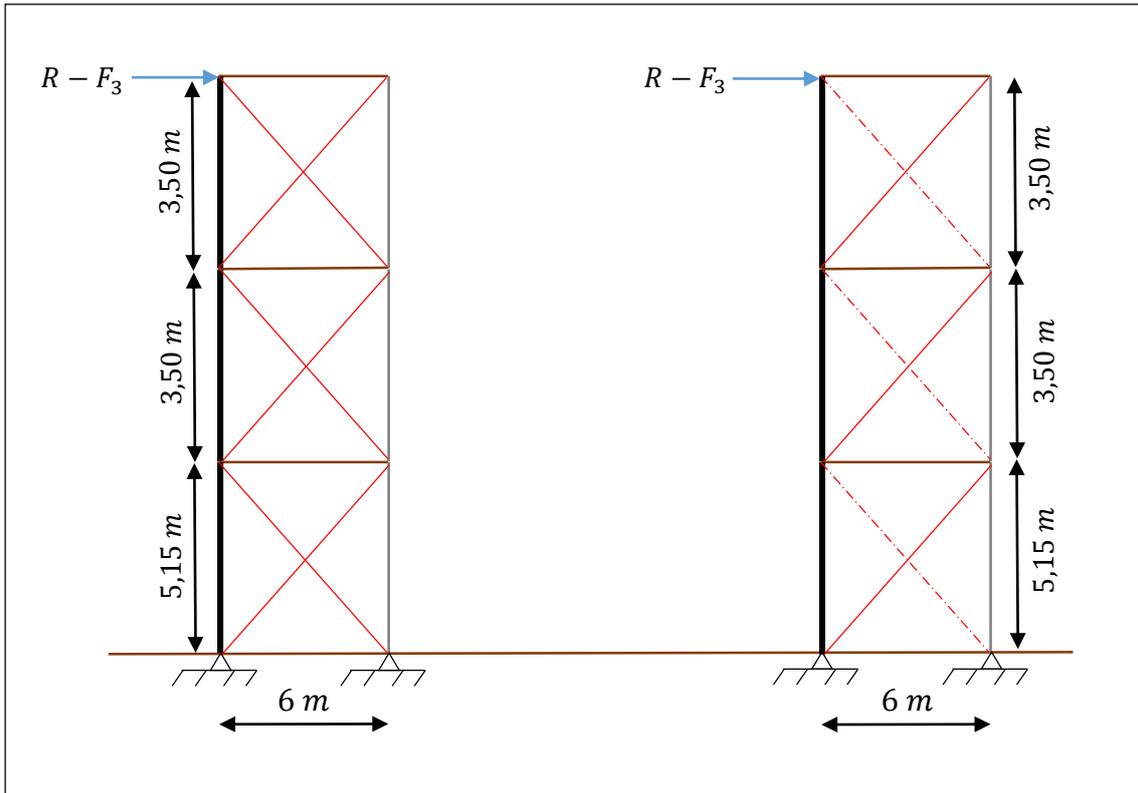


Figure VI.7 : Schéma statique de Palée de stabilité en long pan.

1. Effort de traction dans la diagonale tendue

Par méthode de coupure, on obtient :

❖ **Section 1**

$$N \cos \beta = R - F_1$$

$$tg \beta = \frac{5,15}{6} = 0,85$$

$$arc \tan \beta = 40,64^\circ$$

$$N = \frac{R - F_3}{\cos \beta} = \frac{9351,3 - 4752,3}{\cos 40,64}$$

$$N = 6\,060,75 \text{ daN}$$

❖ **Section 2**

$$\tan \beta = \frac{3,5}{6} = 0,58 \rightarrow \arctan \beta = 30,11^\circ$$

$$N = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{9351,3 - 4752,3}{\cos 30,11}$$

$$N = 5\,316,37 \text{ daN}$$

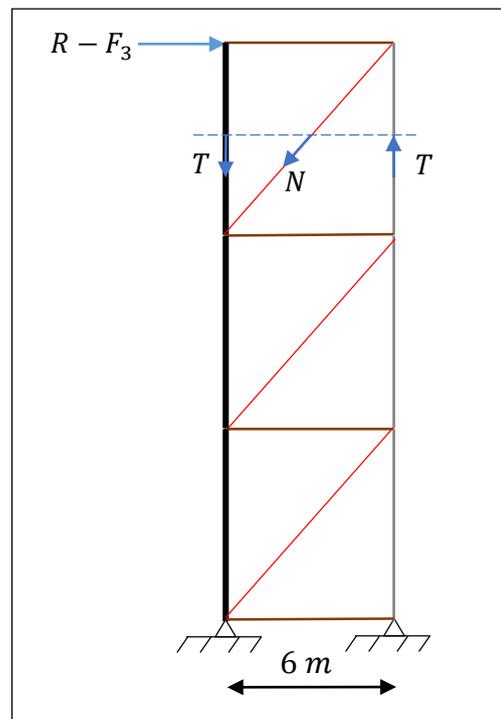


Figure VI.8 : Effort de traction dans la diagonale tendue.

2. Section de la diagonale

On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

❖ Section 1 (Cas le plus défavorable)

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{sd} = 1,5 N = 1,5 \times 6060,75 = 9\,091,13 \text{ daN} = \mathbf{90,91 \text{ KN}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{90,91 \times 1,1}{23,5} = \mathbf{4,26 \text{ cm}^3}$$

Soit une cornière **L 55 x 55 x 5**

$$\text{Section nette : } A_{net} = 6,31 - 0,5 \times 1,4 = \mathbf{5,61 \text{ cm}^2}$$

3. Vérification à la résistance ultime

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$N_{sd} = 1,5 F_d \leq N_{u.Rd} = \frac{\beta A_{net} f_u}{\gamma_{m2}}$$

Cas de cornière assemblé par une seule aile, une attache de 3 boulons avec :

$$P_1 = 100 \text{ mm} ; e_1 = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Sachant que } d_0 = 14 \text{ mm} \rightarrow \beta = \beta_3 = 0,7$$

$$P_1 = 100 \text{ mm} \geq 5d_0 = 5 \times 14 = \mathbf{70 \text{ mm}}$$

$$N_{u.Rd} = \frac{A_{net} \times \beta_3 \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{5,61 \times 0,7 \times 360,10}{1,25} = 11\,309,76 \text{ daN} = \mathbf{113,10 \text{ KN}}$$

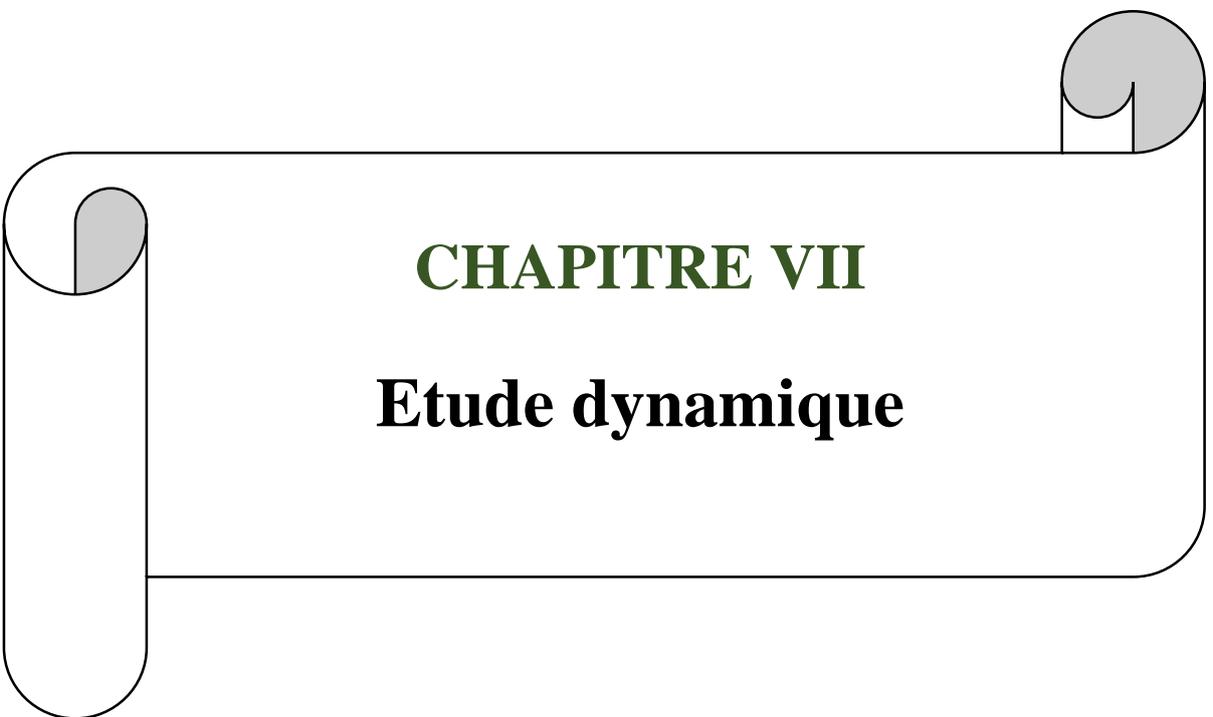
Donc :

$$N_{sd} = 90,91 \text{ KN} < N_{u.Rd} = 113,10 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

La cornière choisit **L 55 x 55 x 6** est convenable pour les barres de contreventement de la palée de stabilité.

Conclusion

La cornière choisit **L 55 x 55 x 6** est convenable pour les barres de contreventement de la poutre au vent et de la palée de stabilité



CHAPITRE VII

Etude dynamique

1. Séisme

Un tremblement de terre, ou séisme, est le risque naturel majeur le plus meurtrier et qui cause le plus de dégâts, ce genre de catastrophe résulte d'une rupture brutale des roches provoquant de nombreuses secousses qui se génèrent dans le sol après un mouvement des plaques tectoniques. Il résulte de l'accumulation de tensions jusqu'au moment où les plaques de la croûte terrestre qui ont emmagasiné l'énergie de déformation la relâchent brusquement. Suite à ce processus les plaques bougent, pour reprendre leur état initial d'équilibre, ce qui crée des ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions. Ce dernier est caractérisé par sa magnitude et son intensité.

2. Données du site

Le projet en question est un bâtiment (R+2) implanté dans la wilaya de TIPAZA (zone d'activité de FOUKA), qui est classé selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) comme zone de sismicité élevée (Zone sismique III).

Cet ouvrage classé dans le groupe d'usage 2 (Ouvrages courants ou d'importance moyenne).

Le site est considéré comme un site meuble de Catégorie S3 : Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide.

3. Objectif de l'étude dynamique

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance (évaluer les actions sismiques susceptibles de solliciter notre structure), cela pour obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants afin que le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leurs assurant une sécurité optimale.

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul, dont le choix est fonction à la fois du type de structure et de la nature de l'excitation dynamique.

4. Choix de méthode

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien (RPA99/2003), qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente :

Elle peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes
 - Méthode d'analyse spectrale :

Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe :

Elle peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

On opte pour les deux méthodes : statique équivalente et d'analyse spectrale.

A la fin on fera une étude comparative de la résultante de forces sismiques obtenues par les deux méthodes.

I. Méthode statique équivalente

1. Principe de la méthode

Le principe de cette méthode est le remplacement des forces réelles dynamique qui se développe dans la construction par un système de forces statiques fictives, dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

D'une manière générale notre structure satisfait l'intégralité des conditions énumérées dans (l'article 4.1.2 du RPA 99/2003).

2. Calcul de la force sismique

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone en fonction de deux paramètres à savoir la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (Art 4.1 du RPA99/2003) ;

$$\begin{cases} \text{Zone III} \\ \text{Groupe 2} \end{cases} \rightarrow A = 0,25$$

R : Coefficient de comportement de la structure (Art 4.3 du RPA99/2003) ;

$R = 4 \rightarrow$ (Palées triangulés en X).

$R = 4 \rightarrow$ (Portique en acier ordinaire en Y).

Q : Facteur de qualité (Art 4.4 du RPA99/2003) ;

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Les critères de qualité (q) à vérifier sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.1 : Valeur du coefficient de qualité.

Critère q	P_q Axe (X)		P_q Axe (Y)	
	Observé	N/Observé	Observé	N/Observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	0			0,05
Redondance en plan	0			0,05
Régularité en plan	0		0	
Régularité en élévation	0		0	
Contrôle de la qualité des matériaux		0,05		0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution		0,10		0,10
	$\sum P_q = 0,15$		$\sum P_q = 0,25$	

$$Q_X = 1 + (0,05 + 0,10) \quad \text{et} \quad Q_Y = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,10)$$

$$Q_X = \mathbf{1,15} \quad \text{et} \quad Q_Y = \mathbf{1,25}$$

W : Poids totale de la structure ;

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes ;

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitations ;

β : Fonction de pondération selon la nature et la durée de la charge, $\beta = 0,5 \rightarrow$ (Entrepôts).

Tableau VII.2 : Valeurs du poids de la structure.

Élément	Profilé utilisé	Poids propre (Kg/m)	Nombre des éléments	La longueur de l'élément (m)	La charge W (KN)
Panne	IPE 180	18.8	18	40	ET2 :135,36
Lisse du pignon	IPE 140	12.9	20	20	RDC :20,64
					ET1 :15,48
					ET2 :15,48
Lisse du long-pan	IPE 180	18.8	20	40	RDC :60,16
					ET1 :45,12
					ET2 :45,12
Traverse	IPE 450	77,6	16	10,04	ET2 :124,66
Poteau	HEA 400	125	16	12,15	RDC :154,50
			8	13,02	ET1 :105,00
Potelet	IPE 160	15,8	4	12,58	ET2 :113,70
					RDC :3,25
					ET1 :2,21
Liernes	Ø = 10 mm	0.620	/	410,66	ET2 :2,48
					RDC :2,55
Poutre	IPE 750x137	137	12	20	RDC :239,16
	IPE 550	106	4	20	
	IPE 270	36,1	2	12	ET1 :239,16
	IPE 200	22,4	4	38	
Solive	IPE 270	36,1	28	40	RDC :202,16
					ET1 :202,16
Élément	Panneau	Poids propre (Kg/m ²)	Nombre	Surfaces (m ²)	La charge W (KN)
Couverture du versant de toiture	Panneau (12 + 5)	17	2	402	ET2 :136,68
Couverture du long pan	Panneau (12 + 10)	22	2	488,43	RDC :91,10
					ET1 :61,90
					ET2 :61,90
Couverture du pignon	Panneau (12 + 10)	22	2	251,7	RDC :45,32
					ET1 :30,80
					ET2 :34,63
Plancher	12+4	546	2	804	RDC :4389,8
					ET1 :4389,8

Tableau VII.3 : Poids total de la structure.

Niveau	W_{Gi}	β	W_{Qi}	W
RDC	5 207,00	0,5	2 814,00	6 614,00
ET1	5 092,20	0,5	2 814,00	6 499,20
ET2	671,60	0,5	804,00	1 073,60
$\sum W_i$	10 970,80	0,5	6 432,00	14 186,80

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) ;

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Art 4.3 du RPA99/2003) ;

$$\xi = 4 \rightarrow \text{(Acier léger)}$$

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \text{(Art 4.3 du RPA99/2003)} ;$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 4)}$$

$$\eta = 1,08 > 0,7$$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Art 4.13 du RPA99/2003).

$$\text{Site meuble } S_3 \begin{cases} T_1 = 0,15 \\ T_2 = 0,50 \end{cases}$$

T : Estimation de la période fondamentale de la structure ;

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;

$$h_N = 13,02 \text{ m}$$

C_T : Coefficient qui tient compte de la nature du système de contreventement et du type de remplissage (Art 4.6 du RPA99/2003).

$C_T = 0,085 \rightarrow$ Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie.

$$T = 0,085(13,02)^{3/4}$$

$$T = \mathbf{0,583\ s}$$

On a:

$T_2 = 0,5\ s < T_{calculé} = 0,583\ s < 3,0\ s \rightarrow$ Dans ce cas on applique la 2^{ème} formule

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2,5(1,08) \left(\frac{0,50}{0,583}\right)^{2/3}$$

$$D = \mathbf{2,44}$$

Donc :

$$V_x = \frac{0,25 \times 2,44 \times 1,15}{4} 14186,8$$

$$V_x = \mathbf{2\ 488,01\ KN}$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 2,44 \times 1,25}{4} 14186,8$$

$$V_y = \mathbf{2\ 704,36\ KN}$$

3. Comparaison entre l'effort sismique et la force due au vent

Afin de déterminer l'effort le plus défavorable qui sollicite la structure, on compare entre l'effort sismique et la force du vent au niveau du plancher et en tête du poteau suivant les deux directions X et Y.

3.1. Distribution de la force du vent

$$\text{La surface d'influence (Pignon)} : S_1 = 20 \left(\frac{5,15 + 3,5}{2}\right) = \mathbf{86,50\ m^2}$$

$$V_1 = 0,892 \times 86,5 = \mathbf{77,16\ KN}$$

$$\text{La surface d'influence (Long - Pan)} : S_2 = 40,2 \left(\frac{5,15 + 3,5}{2}\right) = \mathbf{173,87\ m^2}$$

$$V_2 = 0,892 \times 173,87 = \mathbf{155,09\ KN}$$

3.2. Distribution de la force sismique

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$F_i = V \frac{(W_i h_i)}{(\sum W_i h_i)}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au plancher ;

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i ;

h_j : Niveau du plancher quelconque ;

W_i, W_j : Poids revenant au plancher i et j .

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

Niveau	Sens longitudinale et transversal					
		V_T (KN)	$W_i = W_j$	$h_i = h_j$ (m)	$W_j = h_j$	F_i (KN)
RDC	X	2 488,01	8 021,00	5,15	41 308,15	831,00
	Y	2 704,36				903,27
ET1	X	2 488,01	7 906,20	8,65	68 388,63	1 375,80
	Y	2 704,36				1 495,43
ET2	X	2 488,01	1 073,60	13,02	13 978,27	281,21
	Y	2 704,36				305,69

Remarque

Les sollicitations dues au séisme sont plus importantes que celles dues au vent, vu que la structure à étage avec plancher collaborant en acier-béton, et que ces sollicitations sont proportionnelle avec poids de la structure qui est important en présence de planchers.

II. Méthode d'analyse spectrale

1. Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

2. Hypothèses de calcul

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

3. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : (Art 4.13 du RPA99/2003)

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases}$$

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Les paramètres dynamiques pris en compte pour l'évaluation de l'effort tranchant à la base des portiques utilisés pour la méthode modale spectrale sont :

- Zone sismique ;
- Groupe d'usage ;
- Pourcentage d'amortissement ;
- Coefficient de comportement ;
- Facteur de qualité ;
- Site d'implantation.

✓ Le spectre de réponse résultant est donné par la figure VII.1 :

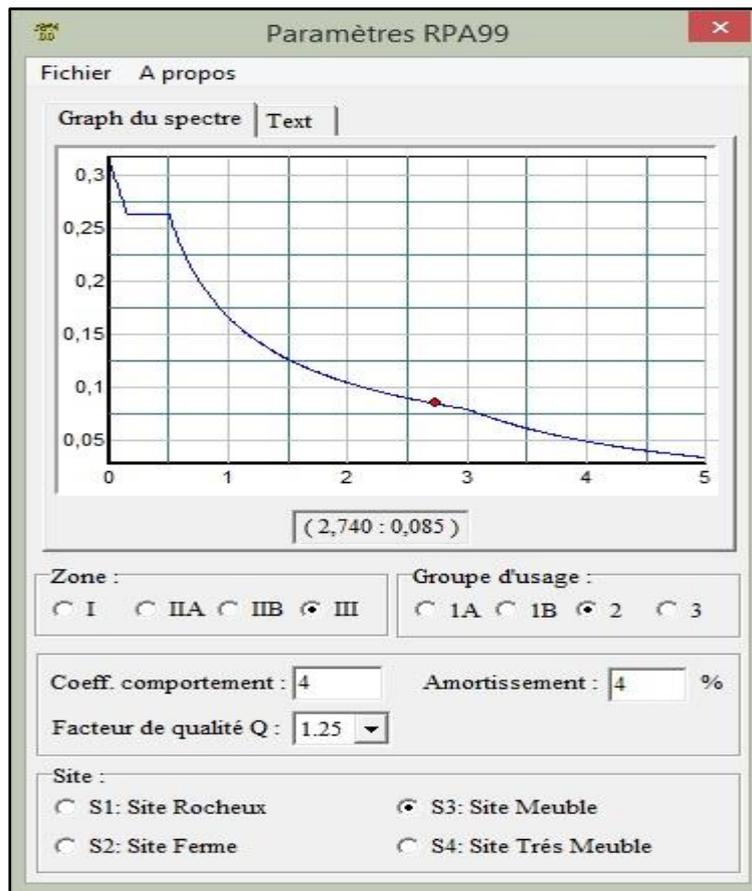


Figure VII.1 : Spectre de réponse de calcul.

Tableau VII.5 : Spectre de réponse de calcul.

T	S_a/g	T	S_a/g
0,00	0,313	2,45	0,091
0,01	0,309	2,50	0,090
0,05	0,296	2,95	0,081
0,10	0,280	3,00	0,080
0,50	0,264	3,45	0,063
0,55	0,247	3,50	0,062
0,95	0,172	3,95	0,050
1,00	0,166	4,00	0,049
1,45	0,130	4,45	0,041
1,50	0,127	4,50	0,041
1,95	0,106	4,95	0,035
2,00	0,105	5,00	0,034

4. Modélisation de la structure

4.1. Présentation du logiciel

ETABS est l'abréviation de (Extended Three dimensional Analysis of Building Systems), est un logiciel conçu pour la conception et l'analyse des structures et des ouvrages de génie civil, permet dans un premier temps de modéliser la structure réelle facilement et rapidement. Cette étape sera, suivie d'un certain nombre de modifications permettant d'appréhender au maximum le comportement de la structure d'origine. Ce logiciel offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique ainsi qu'il permet le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations tel que l'EUROCODE et le RPA.

4.2. Combinaisons de charges

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limites.

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons de charges, à introduire dans le calcul, donné par le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003).

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

Pour Les poteaux dans les ossatures auto-stables, la combinaison $(G + Q + E)$ est remplacée par la combinaison suivante:

$$G + Q + 1,2E$$

Avec :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation non pondérées ;

E : Action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

4.3. Analyse dynamique de la structure

L'étude dynamique de la structure permet de déterminer les caractéristiques dynamiques propres. Ces dernières sont obtenues en considérant le comportement en vibration libre, qui permettra de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme. Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales dans un premier temps, suivi d'une rotation autour de l'axe vertical.

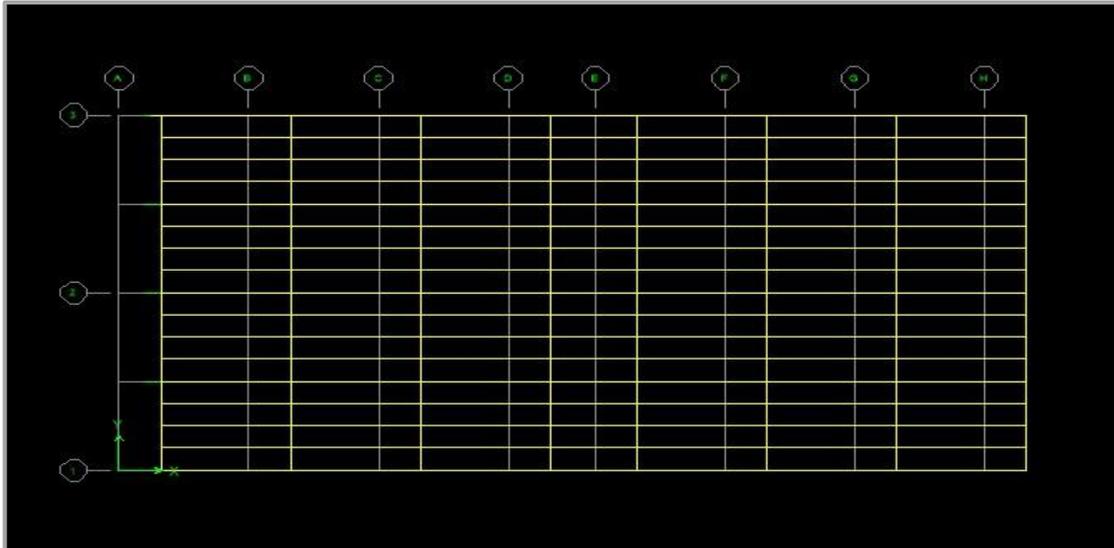


Figure VII.2 : Translation selon l'axe X-X.

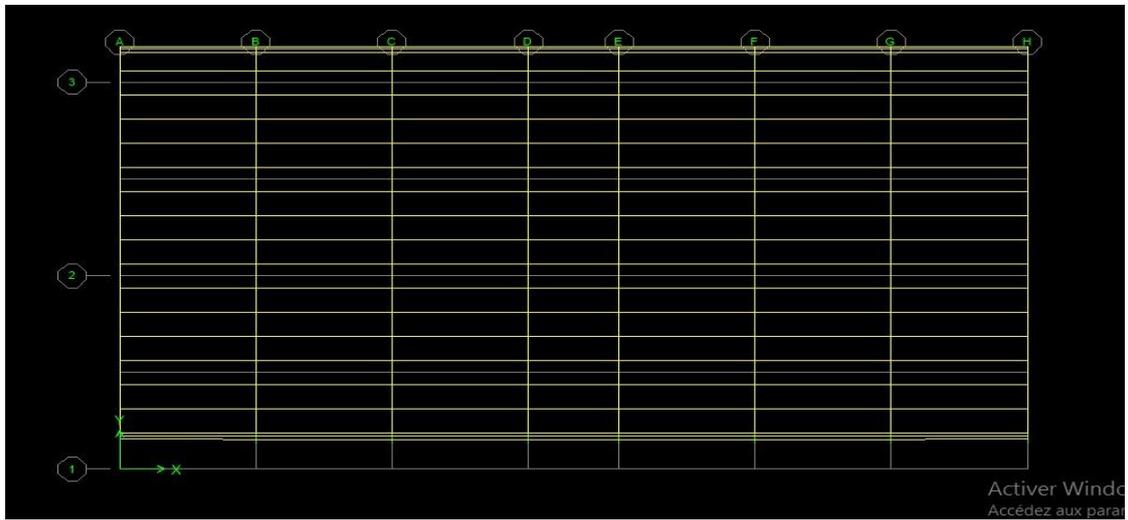


Figure VII.3 : Translation selon l'axe Y-Y.

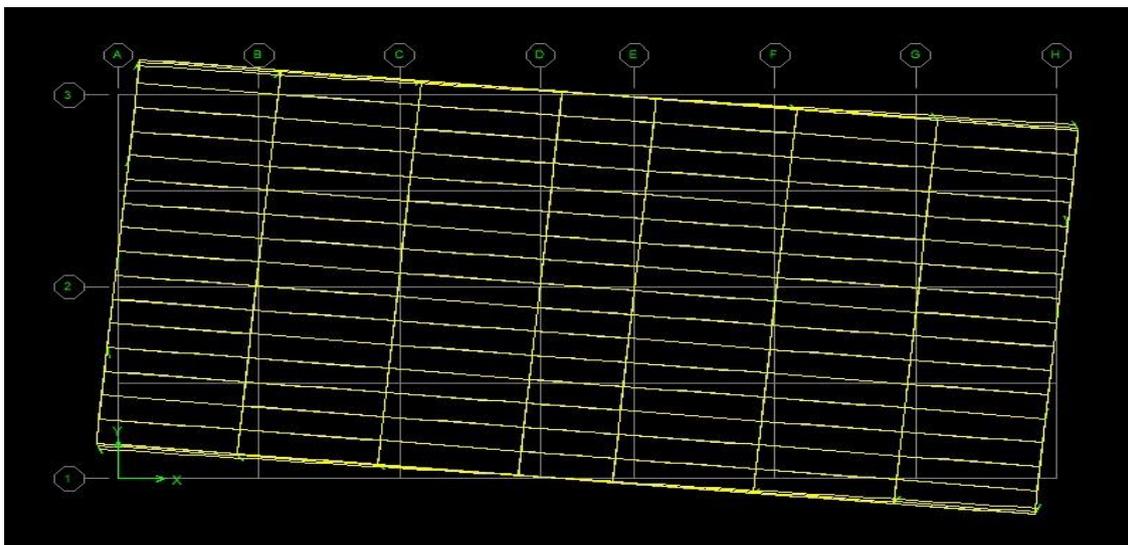


Figure VII.4 : Rotation selon l'axe Z-Z.

5. Vérification et analyse des résultats

Le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires, de manière à assurer un degré de protection acceptable :

- Vérification de la période fondamentale de la structure ;
- Vérification de la force sismique à la base ;
- Vérification des déplacements.

5.1. Vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

« Display » puis « Show Tables » ensuite « analysis Results » après « Modal Information » « Building Modal Information » enfin « Modal Participating Mass Ration »

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,700730	0,0000	97,0953	0,0000	0,0000	97,0953	0,0000	98,1108
2	0,681706	96,1404	0,0000	0,0000	96,1404	97,0953	0,0000	0,0000
3	0,644545	0,0000	0,0000	0,0000	96,1404	97,0953	0,0000	0,0000
4	0,215694	3,8283	0,0000	0,0000	99,9687	97,0953	0,0000	0,0000
5	0,192412	0,0000	0,0069	0,0000	99,9687	97,1021	0,0000	0,0036
6	0,192365	0,0000	2,8263	0,0000	99,9687	99,9284	0,0000	1,4900
7	0,130094	0,0312	0,0000	0,0000	99,9999	99,9284	0,0000	0,0000
8	0,118518	0,0000	0,0000	0,0000	99,9999	99,9284	0,0000	0,0000
9	0,111694	0,0000	0,0707	0,0000	99,9999	99,9991	0,0000	0,3763
10	0,104259	0,0000	0,0000	0,0000	99,9999	99,9991	0,0000	0,0000
11	0,104142	0,0000	0,0009	0,0000	99,9999	100,0000	0,0000	0,0088
12	0,075986	0,0000	0,0000	0,0000	99,9999	100,0000	0,0000	0,0000

Figure VII.5 : Valeurs de la période fondamentale.

La valeur de T calculé par le logiciel ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

$$T_{calculé} = 130 \% \text{ de la Période}$$

$$T_{ETABS} = 0,7 \times 0,70 = \mathbf{0,490 s}$$

$$T_{ETABS} = 0,490 s < T_{calculé} = 0,583 s \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

5.2. Vérification de la force sismique à la base

La résultante des forces sismiques à la base (V_t) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (V_{se}) pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. (Art 4.1 du RPA99/2003)

$$V_t \geq 0,8 V_{se}$$

$$V_{ms} < 0,8 V_{se}$$

❖ Extraction du poids de la structure à partir du logiciel

« **Define** » puis « **Mass Source** » après « **From Loads** » enfin « $G + 0,5 Q$ ».

« **Display** » puis « **Show Tables** » puis « **Building Output** » enfin « **Story Shears** »

On sélectionne « **Select Cases/Combos** » puis « **Poids** »

		Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶		ET2-1	POIDS	Top	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
		ET2-1	POIDS	Bottom	813,05	0,00	0,00	0,000	8130,509	-16261,019
		ET2	POIDS	Top	833,21	0,00	0,00	0,000	8332,097	-16664,195
		ET2	POIDS	Bottom	984,47	0,00	0,00	0,000	9844,678	-19689,356
		ET1	POIDS	Top	7193,48	0,00	0,00	0,000	71934,808	-143869,614
		ET1	POIDS	Bottom	7344,94	0,00	0,00	0,000	73449,350	-146898,701
		RDC	POIDS	Top	13553,95	0,00	0,00	0,000	135539,480	-271078,961
		RDC	POIDS	Bottom	13776,59	0,00	0,00	0,000	137765,940	-275531,881

Figure VII.6 : Poids de la structure à l'aide d'ETABS.

Donc :

$$V_x = \frac{0,25 \times 2,44 \times 1,15}{4} 13776,59$$

$$V_x = 2\ 416,07\ KN$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 2,44 \times 1,25}{4} 13776,59$$

$$V_y = 2\ 626,16\ KN$$

Les résultats des efforts tranchant à la base sont donnés par ETABS comme suit :

« **Display** » puis « **Show Tables** » puis « **Building Output** » enfin « **Story Shears** »

On sélectionne « **Select Cases/Combos** » puis « $E_{spectra}$ **EX** et **EY** »

		Story Shears							
	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	ET2-1	EX	Top	0,00	73,81	0,00	738,093	0,000	0,000
	ET2-1	EX	Bottom	0,00	136,98	0,00	1369,763	0,002	91,787
	ET2-1	EY	Top	0,00	0,00	78,03	1560,456	0,000	0,000
	ET2-1	EY	Bottom	0,00	0,00	145,45	2908,930	97,224	0,000
	ET2	EX	Top	0,00	234,89	0,00	2348,938	0,002	91,787
	ET2	EX	Bottom	0,00	234,89	0,00	2348,938	0,001	913,901
	ET2	EY	Top	0,00	0,00	250,77	5014,830	97,224	0,000
	ET2	EY	Bottom	0,00	0,00	250,77	5014,830	974,922	0,000
	ET1	EX	Top	0,00	1685,00	0,00	16850,022	0,001	913,901
	ET1	EX	Bottom	0,00	1685,00	0,00	16850,022	0,001	6802,493
	ET1	EY	Top	0,00	0,00	1772,10	35440,855	974,922	0,000
	ET1	EY	Bottom	0,00	0,00	1772,10	35440,855	7161,021	0,000
	RDC	EX	Top	0,00	2646,53	0,00	26465,296	0,001	6802,493
	RDC	EX	Bottom	0,00	2646,53	0,00	26465,296	0,001	20328,186
	RDC	EY	Top	0,00	0,00	2849,51	56988,577	7161,021	0,000
	RDC	EY	Bottom	0,00	0,00	2849,51	56988,577	21747,347	0,000

Figure VII.7 : Valeurs des efforts tranchants par niveau selon les deux axes.

La résultante des forces sismiques dans le sens (X) : $V_{tx} = 2\ 646,53\ KN$

La résultante des forces sismiques dans le sens (Y) : $V_{ty} = 2\ 849,51\ KN$

Tableau VII.6 : Vérification de la condition du RPA ($V_t > 80\% V$).

Sens	$V_t (KN)$	$V (KN)$	$80\% V(KN)$	$V_t > 80\% V$
Selon X	2 646,53	2 416,07	1 932,86	Vérifiée
Selon Y	2 849,51	2 626,16	2 100,93	Vérifiée

5.3. Vérification des déplacements

Le calcul des déplacements correspond aux charges sismiques Ex et Ey :

« Display » puis « Show Tables » puis « Displacement » ensuite « Displacement Data » enfin « Diaphragme CMDisplacement »

Sélectionne « Select Cases/Combos » puis « EX et EY »

		Diaphragm CM Displacements							
	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	ET2-1	D3	EX	0,0289	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
	ET2-1	D3	EY	0,0000	0,0321	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
	ET2	D3	EX	0,0285	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
	ET2	D3	EY	0,0000	0,0320	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
	ET1	D2	EX	0,0262	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
	ET1	D2	EY	0,0000	0,0292	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
	RDC	D1	EX	0,0176	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
	RDC	D1	EY	0,0000	0,0208	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

Figure VII.8 : Déplacements selon les deux directions.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad (\text{Art 4.19 du RPA99/2003})$$

Avec :

R : Coefficient de comportement ;

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Tableau VII.7 : Vérification des déplacements selon les deux conditions.

	Niveau	δ_{ek}	δ_k	Δ_{kx}	1%H	Observation
Condition (X-X)	ET2	0,0289	0,1156	0,0108	0,0437	Vérifiée
	ET1	0,0262	0,1048	0,0344	0,0350	Vérifiée
	RDC	0,0176	0,0704	0,0704	0,0515	Non Vérifiée
Condition (Y-Y)	ET2	0,0321	0,1284	0,0116	0,0437	Vérifiée
	ET1	0,0292	0,1168	0,0336	0,0350	Vérifiée
	RDC	0,0208	0,0832	0,0832	0,0515	Non vérifiée

Remarque

Pour les deux directions, on remarque que les déplacements latéraux au niveau de rez-de-chaussée, dépassent 1.0 % de la hauteur de l'étage. Pour remédier à ce phénomène, il y a lieu de, soit :

- Prévoir un palée de stabilité au niveau de pignon ;
- Augmenter la section des contreventements au niveau des rez-de-chaussée ;
- Doubler la section de contreventements ;
- Opter pour deux sections de contreventement une à 2,45 m de hauteur à partir du niveau 0,00 m et l'autre à 2,70 m de hauteur à partir de 2,45 m, donc soit à mi- travée du poteau.

5.4. Distribution de la force sismique

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure.

Les résultats sont représentés dans le tableau VII.10 (en tenant compte de l'effort donné par le logiciel ETABS pour chaque niveau) :

Tableau VII.8 : Résultante de l'effort sismique selon la hauteur à l'aide d'ETABS.

Niveau	Sens longitudinale et transversal					
		V_T (KN)	$W_i = W_j$	$h_i = h_j$ (m)	$W_j = h_j$	F_i (KN)
RDC	X	2 646,53	6 431,65	5,15	33 123,00	868,30
	Y	2 849,51				934,88
ET1	X	2 646,53	6 360,47	8,65	55 018,07	1 442,24
	Y	2 849,51				1 552,86
ET2	X	2 646,53	984,47	13,02	12 817,80	336,01
	Y	2 849,51				361,78

❖ Etude comparative

On fera brièvement une petite étude comparative entre les efforts obtenus par la méthode d'analyse spectrale qui sont tirés du logiciel de calcul ETABS, et ceux de la méthode statiques équivalente qui sont calculés analytiquement.

Les résultats sont représentés dans la figure VII.9 :

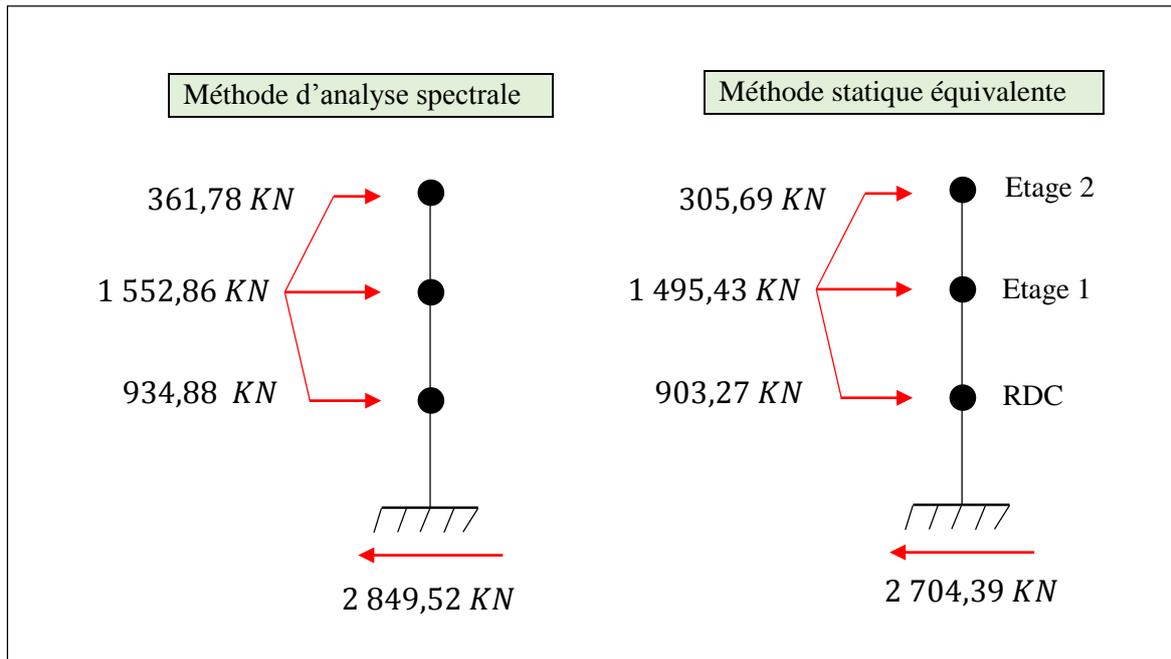


Figure VII.9 : Comparaison de la distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

Conclusion

L'étude sismique nous a permis de vérifier le comportement de la structure soumise à des charges sismique, qui ont vérifiés toutes les conditions de résistance.

A la fin de cette étude, on peut dire que la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale donnent des sollicitations très proches entre eux pour les bâtiments qui présentent une configuration régulière en plan et en élévation.

Nous concluent que les sollicitations dues au séisme sont plus importantes que celles dues au vent, ainsi, dans ce que suit, la vérification des éléments de la structure se fera sous l'action du séisme.

A decorative graphic of a scroll with a black outline and rounded ends. The scroll is partially unrolled, with the top edge curving upwards at both ends. The interior of the scroll is white, and the text is centered within it. The scroll is positioned horizontally across the middle of the page.

CHAPITRE VIII

Vérification des éléments

Introduction

La vérification de la structure a pour but de vérifier tous les éléments aux différentes sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature, elle nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées.

Le calcul se fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute leur période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, poutres, traverse,...), également au calcul des assemblages, et au calcul de l'infrastructure.

I. Modélisation de la structure

1. Présentation du logiciel

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional propose aux ingénieurs structure, des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction. Ce logiciel d'analyse structurelle offre un flux de travail fluide et une meilleure interopérabilité avec le logiciel Autodesk Revit Structure afin d'étendre le processus de maquette numérique intelligente du bâtiment (BIM). Processus, permettant aux ingénieurs d'exécuter rapidement des analyses et des simulations détaillées de nombreuses structures.

2. Combinaisons de charges

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons de charges, à introduire dans le calcul, donné par le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) et l'EUROCODE 3.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

$$1,35 G + 1,5 Q$$

$$1,35 G + 1,5 V$$

$$1,35 G + 1,5 N$$

$$1,35 G + 1,35 Q + 1,35 V$$

$$G + Q + 1,2 E$$

$$0,8 G + E$$

$$G + Q$$

3. Etapes de l'analyse des résultats

Après avoir pré-dimensionné en premier lieu manuellement les éléments structuraux et secondaires de notre ouvrage, on passe à la vérification de ces éléments à l'aide du logiciel ROBOT, en suivant les étapes suivantes :

- Modélisation de la structure en utilisant les profilés déjà pré-dimensionné ;
- Appliquer les différents chargements qui agissent sur la structure ;
- Introduire les combinaisons de charges ;
- Lancer l'analyse et le calcul ;
- Vérifier les paramétrages de chaque famille ;
- Vérification des éléments par familles et augmenter la section s'il y a lieu ;
- Imprimer la note de calcul.

II. Vérification des différents éléments

La vérification des éléments se fera avec l'acier de nuance S275 (E28) vu que c'est le plus disponible dans le marché algérien.

Tableau VII.1 : Caractéristiques mécanique de l'acier de nuance S275.

Caractéristique	Valeur
La résistance à la traction	$F_u = 410 \text{ MPa}$
La limite élastique	$f_y = 275 \text{ MPa}$
Module d'élasticité longitudinale	$E = 210\,000 \text{ MPa}$
Module cisaillement	$G = 80\,800 \text{ MPa}$
Coefficient de poisson	$\nu = 0,3$

Les résultats de vérifications des différents éléments structuraux et secondaires de l'ouvrage sont donnés comme suit :

1. Vérification des poteaux

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Vérification des familles*

FAMILLE: 1 Poteaux

PIECE: 11 Poteau_11
5.15 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 G+Q+1.2EY (1+2)*1.00+8*1.20

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



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 = 1278.19 kN	My,Ed = -497.47 kN*m	Mz,Ed = 0.23 kN*m	Vy,Ed = 0.11 kN
Nc,Rd = 4371.95 kN	My,Ed,max = -497.47 kN*m		Mz,Ed,max = -0.31 kN*m
	Vy,T,Rd = 2003.68 kN		
Nb,Rd = 3144.93 kN	My,c,Rd = 704.50 kN*m	Mz,c,Rd = 240.04 kN*m	Vz,Ed = 184.04 kN
	MN,y,Rd = 580.67 kN*m	MN,z,Rd = 239.99 kN*m	Vz,T,Rd = 910.23 kN
	Mb,Rd = 620.78 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	Mcr = 1681.43 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.84
Lcr,low=5.15 m	Lam_LT = 0.65	fi,LT = 0.77	XLT,mod = 0.88

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

L _y = 5.15 m	Lam _y = 0.18
Lcr,y = 2.58 m	X _y = 1.00
Lam _y = 15.29	k _{yy} = 1.18



en z:

L _z = 5.15 m	Lam _z = 0.81
Lcr,z = 5.15 m	X _z = 0.72
Lam _z = 70.17	k _{yz} = 0.89

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.29 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.46} = 0.73 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.20 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 15.29 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 70.17 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE
 $M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.80 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))
 $N_{Ed}/(X_y * N_{Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 1.24 > 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{Ed}/(X_z * N_{Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.92 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil incorrect !!!

Remarque

Le profilé choisit HEA 400 n'est pas vérifié à la stabilité, Robot nous propose (HEA 550) qui vérifie toutes conditions.

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 1 Poteaux

PIECE: 10 Poteau_10

POINT: 1

COORDONNEE: x = 1.00 L =

5.15 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 12 G+Q+1.2EX (1+2)*1.00+6*1.20

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 550**

h=54.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=30.0 cm	Ay=157.01 cm ²	Az=83.72 cm ²	Ax=211.76 cm ²
tw=1.3 cm	Iy=111932.00 cm ⁴	Iz=10819.00 cm ⁴	Ix=352.64 cm ⁴
tf=2.4 cm	Wply=4621.82 cm ³	Wplz=1106.90 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 1385.14 kN	My,Ed = -0.25 kN*m	Mz,Ed = 216.82 kN*m	Vy,Ed = 75.25 kN
Nc,Rd = 5823.40 kN	My,Ed,max = -0.25 kN*m	Mz,Ed,max = 216.82 kN*m	Vy,T,Rd = 2492.86 kN
Nb,Rd = 4110.22 kN	My,c,Rd = 1271.00 kN*m	Mz,c,Rd = 304.40 kN*m	Vz,Ed = 0.10 kN
	MN,y,Rd = 1153.18 kN*m	MN,z,Rd = 304.40 kN*m	Vz,T,Rd = 1329.23 kN
	Mb,Rd = 1119.13 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 2

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:**

z = 0.00	Mcr = 3319.07 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.84
Lcr,low=5.15 m	Lam_LT = 0.62	fi,LT = 0.76	XLT,mod = 0.88

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:

Ly = 5.15 m	Lam_y = 0.13
Lcr,y = 2.58 m	Xy = 1.00
Lamy = 11.20	kzy = 1.27



en z:

Lz = 5.15 m	Lam_z = 0.83
Lcr,z = 5.15 m	Xz = 0.71
Lamz = 72.05	kzz = 0.92

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.24 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.19} = 0.67 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_z/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 11.20 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 72.05 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y N_{Rk}/gM1) + k_{yy} M_{y,Ed,max}/(XLT M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.71 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z N_{Rk}/gM1) + k_{zy} M_{y,Ed,max}/(XLT M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.99 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

2. Vérification des traverses

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 145 Poutre_145

POINT: 1

COORDONNEE: x = 1.00 L =

10.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 12 G+Q+1.2EX (1+2)*1.00+6*1.20

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



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 = 113.92 kN	My,Ed = -32.05 kN*m	Mz,Ed = 1.89 kN*m	Vy,Ed = 18.61 kN
Nc,Rd = 2717.55 kN	My,Ed,max = -32.85 kN*m		Mz,Ed,max = 3.64 kN*m
	Vy,T,Rd = 31.74 kN		
Nb,Rd = 2717.55 kN	My,c,Rd = 467.99 kN*m	Mz,c,Rd = 76.00 kN*m	Vz,Ed = -11.71 kN
	MN,y,Rd = 467.99 kN*m	Mz,V,Rd = 73.85 kN*m	Vz,T,Rd = 306.48 kN
	Mb,Rd = 171.28 kN*m		Tt,Ed = 12.14 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 201.72 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.37
Lcr,low=10.04 m	Lam_LT = 1.52	fi,LT = 1.79	XLT,mod = 0.37

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,V,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.2.8)$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.59 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_{y,Rd}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 1.66 > 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_{z,Rd}/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 1.07 > 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.19 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.28 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.28 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil incorrect !!!

Remarque

Le profilé choisit IPE 450 n'est pas vérifié à la résistance, Robot nous propose (IPE 550) afin de remédier à cela.

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 145 Poutre_145

POINT: 1

COORDONNEE: x = 1.00 L =

10.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 12 G+Q+1.2EX (1+2)*1.00+6*1.20

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 600

h=60.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=22.0 cm	Ay=94.30 cm ²	Az=83.78 cm ²	Ax=155.98 cm ²
tw=1.2 cm	Iy=92083.50 cm ⁴	Iz=3387.34 cm ⁴	Ix=166.12 cm ⁴
tf=1.9 cm	Wply=3512.40 cm ³	Wplz=485.65 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 113.92 kN	My,Ed = -32.05 kN*m	Mz,Ed = 1.89 kN*m	Vy,Ed = 18.61 kN
Nc,Rd = 4289.45 kN	My,Ed,max = -32.85 kN*m		Mz,Ed,max = 3.64 kN*m
	Vy,T,Rd = 820.61 kN		
Nb,Rd = 4289.45 kN	My,c,Rd = 965.91 kN*m	Mz,c,Rd = 133.55 kN*m	Vz,Ed = -11.71 kN
	MN,y,Rd = 965.91 kN*m	MN,z,Rd = 133.55 kN*m	Vz,T,Rd = 993.77 kN
	Mb,Rd = 382.12 kN*m		Tt,Ed = 12.14 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 468.53 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.39
Lcr,low=10.04 m	Lam_LT = 1.44	fi,LT = 1.68	XLT,mod = 0.40

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_y/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.87 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_z/(\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.55 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.09 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{,Ed}/(X_y * N_{,Rk}/gM1) + k_{yy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.14 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{,Ed}/(X_z * N_{,Rk}/gM1) + k_{zy} * M_{y,Ed,max}/(XLT * M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} * M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.14 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

3. Vérification des poutres principales

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 34 Poutre_34
10.00 m

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 13 G+Q+1.2EY (1+2)*1.00+8*1.20

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 750x137

h=75.3 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=26.3 cm	Ay=95.82 cm ²	Az=92.91 cm ²	Ax=174.59 cm ²
tw=1.1 cm	Iy=159878.00 cm ⁴	Iz=5165.87 cm ⁴	Ix=137.46 cm ⁴
tf=1.7 cm	Wply=4865.16 cm ³	Wplz=614.08 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{,Ed} = -75.11 kN	M _{y,Ed} = -890.76 kN*m	M _{z,Ed} = 0.55 kN*m	V _{y,Ed} = 2.88 kN
N _{t,Rd} = 4102.87 kN	M _{y,pl,Rd} = 1143.31 kN*m	M _{z,pl,Rd} = 144.31 kN*m	V _{y,T,Rd} = 1294.66 kN
	M _{y,c,Rd} = 1143.31 kN*m	M _{z,c,Rd} = 144.31 kN*m	V _{z,Ed} = -230.50 kN
	M _{N,y,Rd} = 1143.31 kN*m	M _{N,z,Rd} = 144.31 kN*m	V _{z,T,Rd} = 1257.01 kN
			T _{t,Ed} = 0.11 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.61 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{t,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{\text{Ed}} = \tau_{z, \text{Ed}} / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Profil correct !!!

4. Vérification des poutres secondaires et solives

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 67 Poutre_67

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 12 G+Q+1.2EX (1+2)*1.00+6*1.20

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 270

h=27.0 cm	$g_{M0}=1.00$	$g_{M1}=1.00$	
b=13.5 cm	$A_y=31.46 \text{ cm}^2$	$A_z=22.14 \text{ cm}^2$	$A_x=45.95 \text{ cm}^2$
tw=0.7 cm	$I_y=5789.78 \text{ cm}^4$	$I_z=419.87 \text{ cm}^4$	$I_x=16.02 \text{ cm}^4$
tf=1.0 cm	$W_{ply}=484.00 \text{ cm}^3$	$W_{plz}=96.95 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

$N_{\text{Ed}} = 8.44 \text{ kN}$	$M_{y, \text{Ed}} = -114.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{z, \text{Ed}} = 0.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$V_{y, \text{Ed}} = 0.01 \text{ kN}$
$N_{c, \text{Rd}} = 1263.63 \text{ kN}$	$M_{y, \text{Ed}, \text{max}} = -116.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$		$M_{z, \text{Ed}, \text{max}} = 0.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$
	$V_{y, \text{T}, \text{Rd}} = 499.44 \text{ kN}$		
$N_{b, \text{Rd}} = 1263.63 \text{ kN}$	$M_{y, \text{c}, \text{Rd}} = 133.10 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{z, \text{c}, \text{Rd}} = 26.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$V_{z, \text{Ed}} = 56.31 \text{ kN}$
	$M_{N, y, \text{Rd}} = 133.10 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{N, z, \text{Rd}} = 26.66 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$V_{z, \text{T}, \text{Rd}} = 351.57 \text{ kN}$
	$M_{b, \text{Rd}} = 55.31 \text{ kN} \cdot \text{m}$		$T_{t, \text{Ed}} = 0.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

$z = 1.00$	$M_{cr} = 65.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Courbe, LT -	$X_{LT} = 0.41$
$L_{cr, \text{low}} = 6.00 \text{ m}$	$\lambda_{m, \text{LT}} = 1.43$	$f_{i, \text{LT}} = 1.64$	$X_{LT, \text{mod}} = 0.42$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 1.00$$



en z:

$$k_{zz} = 1.00$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{\text{Ed}} / N_{c, \text{Rd}} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y, \text{Ed}} / M_{N, y, \text{Rd}})^{2.00} + (M_{z, \text{Ed}} / M_{N, z, \text{Rd}})^{1.00} = 0.75 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y, \text{Ed}} / V_{y, \text{T}, \text{Rd}} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z, \text{Ed}} / V_{z, \text{T}, \text{Rd}} = 0.16 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{\text{Ed}} = \tau_{y, \text{Ed}} / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{\text{Ed}} = \tau_{z, \text{Ed}} / (f_y / (\sqrt{3} * g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y, \text{Ed}, \text{max}} / M_{b, \text{Rd}} = 2.11 > 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{\text{Ed}} / (X_y * N_{\text{Rk}} / g_{M1}) + k_{yy} * M_{y, \text{Ed}, \text{max}} / (X_{LT} * M_{y, \text{Rk}} / g_{M1}) + k_{yz} * M_{z, \text{Ed}, \text{max}} / (M_{z, \text{Rk}} / g_{M1}) = 2.12 > 1.00$$

(6.3.3.(4))

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 2.12 > 1.00$$

(6.3.3.(4))

Profil incorrect !!!

Remarque

Le profilé choisit IPE 270 ne vérifie pas les conditions de la stabilité globale de la barre, Robot nous propose (IPE 300) qui remédie à cela.

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Dimensionnement des familles

FAMILLE: 9 poutre 270

PIECE: 72 Poutre_72
6.00 m

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 12 G+Q+1.2EX (1+2)*1.00+6*1.20

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 360

h=36.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=17.0 cm	Ay=48.84 cm ²	Az=35.14 cm ²	Ax=72.73 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=16265.60 cm ⁴	Iz=1043.45 cm ⁴	Ix=37.49 cm ⁴
tf=1.3 cm	Wply=1019.15 cm ³	Wplz=191.10 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 14.89 kN	M _{y,Ed} = -130.39 kN*m	M _{z,Ed} = 0.02 kN*m	V _{y,Ed} = 0.01 kN
N _{c,Rd} = 2000.08 kN	M _{y,Ed,max} = -130.39 kN*m		M _{z,Ed,max} = 0.02 kN*m
	V _{y,T,Rd} = 775.47 kN		
N _{b,Rd} = 2000.08 kN	M _{y,c,Rd} = 280.27 kN*m	M _{z,c,Rd} = 52.55 kN*m	V _{z,Ed} = 2.94 kN
	MN _{y,Rd} = 280.27 kN*m	MN _{z,Rd} = 52.55 kN*m	V _{z,T,Rd} = 557.89 kN
	M _{b,Rd} = 139.00 kN*m		T _{t,Ed} = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	M _{cr} = 176.54 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.48
L _{cr,low} =6.00 m	L _{am_LT} = 1.26	fi,LT = 1.42	XLT,mod = 0.50

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

k_{yy} = 1.00



en z:

k_{zz} = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 (6.2.4.(1))

(M_{y,Ed}/MN_{y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/MN_{z,Rd})^{1.00} = 0.22 < 1.00 (6.2.9.1.(6))

V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 (6.2.6-7)

V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 (6.2.6-7)

Tau_{ty,Ed}/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

$$\tau_{Ed} = \tau_{z,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max} / M_{b,Rd} = 0.94 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed} / (X_y \cdot N_{Rk} / g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max} / (X_{LT} \cdot M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.95 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed} / (X_z \cdot N_{Rk} / g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max} / (X_{LT} \cdot M_{y,Rk} / g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max} / (M_{z,Rk} / g_{M1}) = 0.95 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

5. Vérification des potelets

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 826 Poteau_826

POINT: 2

COORDONNEE: x = 0.17 L =

0.86 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisiif: 22 ELU (1+20)*1.35+2*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) f_y = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 160

h=16.0 cm	g _{M0} =1.00	g _{M1} =1.00	
b=8.2 cm	A _y =13.73 cm ²	A _z =9.66 cm ²	A _x =20.09 cm ²
tw=0.5 cm	I _y =869.29 cm ⁴	I _z =68.31 cm ⁴	I _x =3.62 cm ⁴
tf=0.7 cm	W _{ply} =123.86 cm ³	W _{plz} =26.10 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 225.23 kN	M _{y,Ed} = -0.99 kN*m	M _{z,Ed} = -0.00 kN*m	V _{y,Ed} = 0.00 kN
N _{c,Rd} = 552.48 kN	M _{y,Ed,max} = -5.92 kN*m	M _{z,Ed,max} = -0.00 kN*m	V _{y,c,Rd} = 217.99 kN
N _{b,Rd} = 48.15 kN	M _{y,c,Rd} = 34.06 kN*m	M _{z,c,Rd} = 7.18 kN*m	V _{z,Ed} = -1.15 kN
	MN _{y,Rd} = 25.16 kN*m	MN _{z,Rd} = 7.17 kN*m	V _{z,c,Rd} = 153.31 kN
	M _{b,Rd} = 19.03 kN*m		

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	M _{cr} = 23.34 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.51
L _{cr,low} = 5.15 m	Lam _{LT} = 1.21	fi,LT = 1.35	XLT,mod = 0.56

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

L _y = 5.15 m	Lam _y = 0.90
L _{cr,y} = 5.15 m	X _y = 0.73
Lam _y = 78.29	k _{zy} = 1.00



en z:

L _z = 5.15 m	Lam _z = 3.22
L _{cr,z} = 5.15 m	X _z = 0.09
Lam _z = 279.29	k _{zz} = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed} / N_{c,Rd} = 0.41 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed} / MN_{y,Rd})^2 + (M_{z,Ed} / MN_{z,Rd})^2 = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 78.29 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 279.29 > \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.31 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.96 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 4.99 > 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil instable !!!

Remarque

Le profilé choisit IPE 270 ne vérifie pas les conditions de la stabilité globale de la barre, Robot nous propose (IPE 300) qui remédie à cela.

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 826 Poteau_826

POINT: 2

COORDONNEE: x = 0.17 L = 0.86 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 22 ELU (1+20)*1.35+2*1.50

MATERIAU:

S 275 (S 275) fy = 275.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 270

h=27.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=13.5 cm	Ay=31.46 cm ²	Az=22.14 cm ²	Ax=45.95 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=5789.78 cm ⁴	Iz=419.87 cm ⁴	Ix=16.02 cm ⁴
tf=1.0 cm	Wply=484.00 cm ³	Wplz=96.95 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 225.23 kN	M _{y,Ed} = -0.99 kN*m	M _{z,Ed} = -0.00 kN*m	V _{y,Ed} = 0.00 kN
N _{c,Rd} = 1263.63 kN	M _{y,Ed,max} = -5.92 kN*m	M _{z,Ed,max} = -0.00 kN*m	V _{y,c,Rd} = 499.44 kN
N _{b,Rd} = 273.74 kN	M _{y,c,Rd} = 133.10 kN*m	M _{z,c,Rd} = 26.66 kN*m	V _{z,Ed} = -1.15 kN
	MN _{y,Rd} = 133.10 kN*m	MN _{z,Rd} = 26.66 kN*m	V _{z,c,Rd} = 351.57 kN
	M _{b,Rd} = 95.75 kN*m		

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 0.00	M _{cr} = 138.30 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.64
L _{cr,low} = 5.15 m	Lam _{LT} = 0.98	fi,LT = 1.09	XLT,mod = 0.72

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

L _y = 5.15 m	Lam _y = 0.53
L _{cr,y} = 5.15 m	X _y = 0.92
L _{amy} = 45.88	k _{zy} = 0.45



en z:

L _z = 5.15 m	Lam _z = 1.96
L _{cr,z} = 5.15 m	X _z = 0.22
Lam _z = 170.37	k _{zz} = 0.92

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{b,y} = 45.88 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \lambda_{b,z} = 170.37 < \lambda_{b,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.28 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.85 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

6. Vérification des pannes et lisses de bardage

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 1520
6.00 m

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 21 1,35G TOITURE +1.5VS 20*1.35+4*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 180

h=18.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=9.1 cm	Ay=16.21 cm ²	Az=11.25 cm ²	Ax=23.95 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=1316.96 cm ⁴	Iz=100.85 cm ⁴	Ix=4.81 cm ⁴
tf=0.8 cm	Wply=166.41 cm ³	Wplz=34.60 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = -0.17 kN	M _{y,Ed} = 8.03 kN*m	M _{z,Ed} = -0.65 kN*m	V _{y,Ed} = 0.62 kN
N _{t,Rd} = 562.83 kN	M _{y,pl,Rd} = 39.11 kN*m	M _{z,pl,Rd} = 8.13 kN*m	V _{y,T,Rd} = 219.96 kN
	M _{y,c,Rd} = 39.11 kN*m	M _{z,c,Rd} = 8.13 kN*m	V _{z,Ed} = 7.24 kN
	M _{N,y,Rd} = 39.11 kN*m	M _{N,z,Rd} = 8.13 kN*m	V _{z,T,Rd} = 152.69 kN
	M _{b,Rd} = 28.23 kN*m		T _{t,Ed} = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	M _{cr} = 48.82 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.69
L _{cr,upp} = 3.00 m	Lam_LT = 0.90	f _{i,LT} = 1.00	XLT,mod = 0.72

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) * g_{M0}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.28 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

7. Vérification des contreventements

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: Vérification des familles

FAMILLE: 5 contreventement

PIECE: 1667

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 12 G+Q+1.2EX (1+2)*1.00+6*1.20

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 55x6

h=5.5 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=5.5 cm	Ay=3.30 cm ²	Az=3.30 cm ²	Ax=6.29 cm ²
tw=0.6 cm	Iy=17.40 cm ⁴	Iz=17.40 cm ⁴	Ix=0.75 cm ⁴
tf=0.6 cm	Wely=4.43 cm ³	Welz=4.43 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 186.08 kN	M _{y,Ed} = -0.10 kN*m	M _{z,Ed} = -0.18 kN*m	V _{y,Ed} = -0.15 kN
N _{c,Rd} = 172.97 kN	M _{y,Ed,max} = -0.16 kN*m	M _{z,Ed,max} = -0.18 kN*m	V _{y,T,Rd} = 52.30 kN
N _{b,Rd} = 5.43 kN	M _{y,c,Rd} = 1.22 kN*m	M _{z,c,Rd} = 1.22 kN*m	V _{z,Ed} = 0.04 kN
			V _{z,T,Rd} = 52.30 kN
			T _{t,Ed} = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

L _y = 7.91 m	Lam _y = 5.48
L _{cr,y} = 7.91 m	X _y = 0.03
Lam _y = 475.41	k _{yy} = 1.00



en z:

L _z = 7.91 m	Lam _z = 5.48
L _{cr,z} = 7.91 m	X _z = 0.03
Lam _z = 475.41	k _{zz} = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION:**Contrôle de la résistance de la section:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 1.26 > 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 475.41 > \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 475.41 > \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{INSTABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min}N_{Rk}/gM1) + k_{yy}M_{y,Ed,max}/(XLTM_{y,Rk}/gM1) + k_{yz}M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 34.46 > 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min}N_{Rk}/gM1) + k_{zy}M_{y,Ed,max}/(XLTM_{y,Rk}/gM1) + k_{zz}M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 34.46 > 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil instable !!!

Remarque

Le profilé choisit CAE 55 x 6 ne vérifie pas les conditions de la résistance, Robot nous propose CAE 150 x 12 qui vérifie toutes les conditions de stabilité.

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE: *Dimensionnement des familles avec optimisation*

FAMILLE: 5 contreventement

PIECE: 1667
0.00 m

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 12 G+Q+1.2EX (1+2)*1.00+6*1.20

MATERIAU:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION: CAE 150x12**

h=15.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=15.0 cm	Ay=18.00 cm ²	Az=18.00 cm ²	Ax=34.83 cm ²
tw=1.2 cm	Iy=736.91 cm ⁴	Iz=736.91 cm ⁴	Ix=16.59 cm ⁴
tf=1.2 cm	Wely=67.73 cm ³	Welz=67.73 cm ³	
	Weff,y=67.73 cm ³	Weff,z=67.73 cm ³	Aeff=34.83 cm ²

Attention: Profilé de classe 4 ! Le logiciel ne fait pas l'analyse complète de la classe 4 pour ce type de profilé, mais il les analyse comme les sections de classe 3.

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N _{Ed} = 186.08 kN	M _{y,Ed} = -0.10 kN*m	M _{z,Ed} = -0.18 kN*m	V _{y,Ed} = -0.15 kN
N _{c,Rd} = 957.83 kN	M _{y,Ed,max} = -0.16 kN*m	M _{z,Ed,max} = -0.18 kN*m	V _{y,T,Rd} = 285.74 kN
N _{b,Rd} = 204.22 kN	M _{y,c,Rd} = 18.63 kN*m	M _{z,c,Rd} = 18.63 kN*m	V _{z,Ed} = 0.04 kN
			V _{z,T,Rd} = 285.74 kN
			T _{t,Ed} = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 4

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**



en y:

Ly = 7.91 m

Lcr,y = 7.91 m

Lamy = 171.90

Lam_y = 1.98

Xy = 0.21

kyy = 1.48



en z:

Lz = 7.91 m

Lcr,z = 7.91 m

Lamz = 171.90

Lam_z = 1.98

Xz = 0.21

kzz = 1.48

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.21 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3} \cdot g_{M0})) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 171.90 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 171.90 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.93 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/g_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/g_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/g_{M1}) = 0.93 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

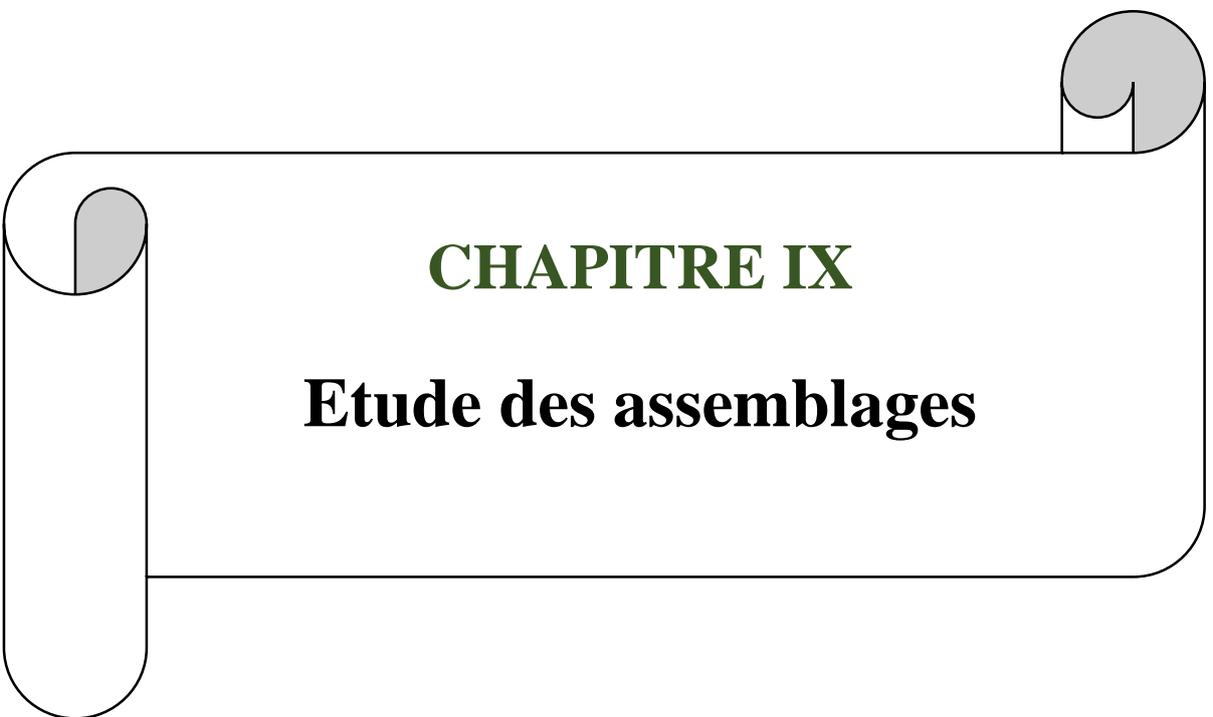
Profil correct !!!

❖ **Tableau recapitulative**

Les différents éléments vérifiés sont résumés dans le tableau VIII.2 :

Tableau VIII.2 : Profils retenus après vérification.

Élément	Profilé initial	Profilé suggéré	Observation
Poteau	HEA 400	HEA 550	Profilé augmenté
Traverse	IPE 450	IPE 600	Profilé augmenté
Poutre principale	IPE 750 x 137	IPE 750 x 137	Profilé vérifié
Poutre secondaire	IPE 270	IPE 360	Profilé augmenté
Solive	IPE 270	IPE 360	Profilé augmenté
Potelet	IPE 160	IPE 270	Profilé augmenté
Panne	IPE 180	IPE 180	Profilé vérifié
Lisse de bardage	IPE 180	IPE 180	Profilé vérifié
	IPE 140	IPE 140	
Contreventement	CAE 55 x 6	CAE 150 x 12	Profilé augmenté



CHAPITRE IX

Etude des assemblages

I. Généralités

1. Introduction

Les ossatures de bâtiments en acier sont constituées de différents types d'éléments structuraux qui doivent être chacun et de manière appropriée, relié aux parties environnantes de la structure. Cela implique le recours à de nombreuses formes d'assemblages.

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Les trois principaux types d'assemblages dans un portique à simple travée sont ceux qui se situent au niveau du jarret, du faitage et du pied de poteau.

Le jarret peut être utilisé afin d'augmenter la résistance à la flexion de la traverse ainsi que pour fournir suffisamment de hauteur au niveau de l'interface traverse-poteau, pour que l'assemblage soit efficace.

2. Classe d'assemblages

Les classes principales d'assemblages sont les suivantes :

- Assemblages où se produit un changement de direction : assemblages poutre-poteau, assemblages poutre-poutre et assemblages entre éléments de structures en treillis ;
- Assemblages d'éléments différents incluant l'assemblage de la structure en acier à d'autres parties du bâtiment comme : les pieds de poteaux, les assemblages au noyau en béton et les assemblages avec des panneaux, des planchers et des toitures.

3. Type d'assemblages

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés : qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants :
 - Le rivetage ;
 - Le boulonnage.
- Les assemblages encastés (rigides) : qui transmettent en outre les divers moments :
 - Le collage ;
 - Le soudage.

Les moyens les plus courants dans l'assemblage des structures métalliques sont : le boulonnage et la soudure.

• **Le boulonnage**

Les boulons de construction sont disponibles dans de nombreuses dimensions et nuances. Les boulons non précontraints sont utilisés dans la majorité des structures. En cas d'exigences particulières en matière de raideur, par exemple lorsque le glissement doit être empêché en raison d'un chargement alterné ou d'un risque de fatigue, on a recours à des boulons à haute résistance précontraints.

La résistance d'un assemblage (non précontraint) travaillant en pression diamétrale dépend de la résistance des boulons en cisaillement et de la résistance des plats à la pression diamétrale.

Il existe deux (02) types de boulons à savoir :

• **Boulons ordinaires**

Les boulons ordinaires sont fabriqués avec de l'acier à faible teneur en carbone, ils sont prévus pour être mis en œuvre avec un serrage simple non contrôlé.

La transmission des efforts se fait par obstacle (pression des boulons contre les trous des pièces assemblées par cisaillement des tiges). Ce type d'assemblage, de moins en moins utilisé aujourd'hui, est pratiquement réservé aux constructions provisoires, donc démontables.

Ses caractéristiques dimensionnelles et mécaniques sont résumées dans le tableau IX.1 et IX.2 :

Tableau IX.1 : Caractéristiques dimensionnelles des boulons ordinaires.

Principales caractéristiques géométrique									
Diamètre de la partie non filetée de la vis	8	10	12	14	16	18	20	22	24
Diamètre nominal du trou	9	11	13	15	18	20	22	24	26
Section nominale du boulon	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452
Section résistante de la partie filetée	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353
d_m	14	18,3	20,5	23,7	24,58	29,1	32,4	34,5	38,8

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

Valeur de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N/mm^2)$	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub} (N/mm^2)$	400	400	500	500	600	800	1000

✓ **Les boulons précontraints (haute résistance)**

Presente le même aspect qu'un boulon ordinaire, un boulon HR est constitué d'acier à haute limite élastique et comporte une rondelle incorporée à la tête. Lors du boulonnage, il est serré

fortement, ce qui a pour effet de lui communiquer un effort de précontrainte, qui agit parallèlement à l'axe du boulon. Cette précontrainte développe, par frottement mutuelle des pièces, une forte résistance à leur glissement relatif.

Contrairement aux boulons ordinaires, les boulons HR ne travaillent pas au cisaillement, mais transmettent les efforts par frottement.

Le tableau IX.3 nous montre les caractéristiques mécaniques des boulons HR :

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

Classe	HR 8.8	HR 10.9
f_{yb} (N/mm^2)	640	900
f_{ub} (N/mm^2)	800	1000

Ses avantages :

- ✓ Déformation très réduite par rapport aux autres types d'assemblages boulonnées (grande raideur) ;
- ✓ Le boulon HR peut travailler en pression diamétrale s'il perd sa précontrainte ;
- ✓ Capacité à supporter des charges alternées ;
- ✓ Meilleur comportement en fatigue.

• La soudure

Il existe plusieurs procédés dont le soudage à l'arc électrique, le soudage à l'arc à l'électrode enrobée, soudage manuel ou soudage à la baguette qui est le plus connu des procédés de soudure.

Lorsque des conditions favorables de travail sont réunies, le soudage constitue le moyen le plus économique de réaliser des assemblages résistants, c'est la raison pour laquelle les assemblages fabriqués en atelier sont habituellement soudés. En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudures doivent être inspectées pour déceler les éventuels défauts et ainsi s'assurer de leur capacité à remplir le rôle qui leur est réservé au sein de la structure.

Deux types de soudures sont couramment utilisés : les soudures d'angle et les soudures en bout.

- ✓ En ce qui concerne notre travail nous allons utiliser le boulonnage.

4. Etapes de la vérification des assemblages

Les vérifications se feront sous la combinaison la plus défavorable, en suivant ces étapes :

- Choix des dimensions de la platine et de boulons ;
- Vérifier la disposition constructive ;
- Vérification à la résistance (cisaillement) de l'assemblage ;
- Vérification à la pression diamétrale ;

- Vérifier la résistance ultime au cisaillement des pièces assemblées ;
- Vérification à la résistance de l'âme (du poteau) dans la zone tendue et comprimée ;
- Vérification à la résistance de l'âme (du poteau) dans la zone cisailée ;
- Dimensionnement de la plaque d'assise (uniquement pour pied de poteau) ;
- Vérification de la plaque d'assise à la projection étendue (pour pied de poteau) ;
- Vérifier la tige d'ancrage à la résistance (uniquement pour pied de poteau).

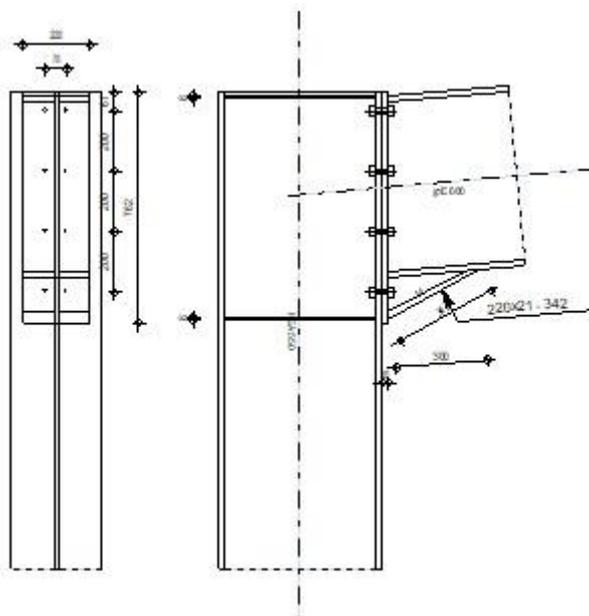
II. Calcul des différents assemblages

Le logiciel de calcul ROBOT nous permet de calculer automatiquement les différents assemblages, les résultats sont donnés comme suit :

1. Assemblage de rive (Poteau-Traverse)

L'assemblage poteau-traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau. (Voir annexe 10)

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017	 Ratio 0,61
Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	



GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : poteau traverse
 Noeud de la structure: 76
 Barres de la structure: 137, 145

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé:	HEA 550		
Barre N°:	137		
$\alpha =$	-90,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	540	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	13	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	24	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	211,76	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{xc} =$	111932,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 275		
$f_{yc} =$	275,00	[MPa]	Résistance

POUTRE

Profilé:	ipe 600		
Barre N°:	145		
$\alpha =$	5,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	600	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	220	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	19	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	24	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	155,98	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	92083,50	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275		
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

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

$d =$	16	[mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	135,65	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	4		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	61	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	70	[mm]	
Entraxe $p_i =$	200;200;200	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	762	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	S 275		
$f_{yp} =$	275,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFÉRIEUR

$w_d =$	220	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	21	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	140	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'âme

JARRET INFERIEUR

$w_d = 220$ [mm] Largeur de la platine
 $l_d = 300$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 29,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: Steel
 $f_{ybu} = 275,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} = 492$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: Steel
 $f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 492$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: Steel
 $f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 9$ [mm] Soudure âme
 $a_r = 14$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 9$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 13: $G+Q+1.2EY (1+2) * 1.00+8*1.20$

$M_{b1,Ed} = 107,98$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 36,08$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -37,98$ [kN] Effort axial dans la poutre droite
 $M_{c1,Ed} = 109,96$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur
 $V_{c1,Ed} = -11,68$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur
 $N_{c1,Ed} = -49,53$ [kN] Effort axial dans le poteau inférieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 155,98$ [cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$N_{cb,Rd} = 4289,45$ [kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 103,38$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$		
$V_{cb,Rd} = 1641,38$ [kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0,02 < 1,00$	vérifié (0,02)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 3512,40$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{b,pl,Rd} = 965,91$ [kN*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

$W_{pl} = 4306,94$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{cb,Rd} = 1184,41$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 1184,41$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 721$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$		
$F_{c,fb,Rd} = 1643,37$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 5,0$ [Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma = 29,0$ [Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb} = 306$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} = 83,78$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,89$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 32,57$ [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$		
$F_{c,wb,Rd1} = 1935,99$ [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 514$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1,11$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,74$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$		
$F_{c,wb,Rd2} = 1425,10$ [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \cdot \gamma_{M0})$		
$F_{c,wb,Rd3} = 1588,13$ [kN]	Résistance de l'aile du renfort	[6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$		
$F_{c,wb,Rd,low} = 1425,10$ [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 107,98$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 0,00$	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = -11,68$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = 0,00$	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$Z = 579$	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$			
$V_{wp,Ed} = 192,25$	[kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]

$A_{vs} = 83,7$	$\frac{1}{2}$ [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = 83,7$	$\frac{1}{2}$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 734$	[mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = 11,8$	$\frac{1}{8}$ [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} = 1,13$	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} = 1,13$	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} = 1231,74$	[kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,16 < 1,00$	vérifié	(0,16)
----------------------------------	---------------	---------	--------

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} = 13$	[mm]	Épaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 359$	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 83,72$	[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)]
$\sigma_{com,Ed} = 23,85$	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 19,91$	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} = 1520,08$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 438$	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1,07$		Élancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,76$		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 4,95$		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]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$			
$F_{c,wc,Rd2} = 1267,82$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$			
$F_{c,wc,Rd} = 1267,82$	[kN]	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:

$t_{wc} = 13$ [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} = 354$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} = 83,72$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,86$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 23,85$ [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s = 19,91$ [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$		
$F_{c,wc,Rd1} = 1509,44$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} = 438$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1,06$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,76$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 4,95$	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]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$		
$F_{c,wc,Rd2} = 1263,97$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$		
$F_{c,wc,Rd,upp} = 1263,97$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	7	-	115	-	200	45	57	45	57	222	71	71	71
2	7	-	115	-	200	45	172	45	172	400	200	200	200
3	7	-	115	-	200	45	172	45	172	400	200	200	200
4	7	-	115	-	200	45	57	45	57	222	71	71	71

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	19	-	75	-	200	118	151	118	151	259	166	166	166
2	19	-	75	-	200	118	169	118	169	400	200	200	200
3	19	-	75	-	200	118	169	118	169	400	200	200	200
4	19	-	75	-	200	118	169	118	169	259	185	185	185

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- l_{eff,cp} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc} – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- l_{eff,2} – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- l_{eff,cp,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- l_{eff,nc,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- l_{eff,1,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- l_{eff,2,g} – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,low} , 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 2527,95 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,02 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 135,65 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 260,58 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$F_{t,fc,Rd}$ – 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 fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	153,98	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 271,30$	271,30	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 153,98$	153,98	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 271,30$	271,30	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 390,18$	390,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 1231,74$	1231,74	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1267,82$	1267,82	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1643,37$	1643,37	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 1425,10$	1425,10	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	153,98	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 271,30$	271,30	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 153,98$	153,98	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 271,30$	271,30	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 390,18$	390,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 1231,74 - 153,98$	1077,76	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1267,82 - 153,98$	1113,84	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1643,37 - 153,98$	1489,39	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1425,10 - 153,98$	1271,12	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 542,59 - 153,98$	388,61	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 845,95 - 153,98$	691,97	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 542,59 - 153,98$	388,61	Platine d'about - traction - groupe

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1207,90 - 153,98$	1053,92	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 108,64 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	153,98	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 271,30$	271,30	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 153,98$	153,98	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 271,30$	271,30	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 390,18$	390,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1231,74 - 262,62$	969,12	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1267,82 - 262,62$	1005,20	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1643,37 - 262,62$	1380,75	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1425,10 - 262,62$	1162,48	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 542,59 - 108,64$	433,95	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1136,52 - 108,64$	1027,88	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 813,89 - 262,62$	551,27	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1263,20 - 262,62$	1000,58	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 542,59 - 108,64$	433,95	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1320,00 - 108,64$	1211,36	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 813,89 - 262,62$	551,27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1867,90 - 262,62$	1605,28	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 63,30 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 63,30 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	153,98	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 271,30$	271,30	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 153,98$	153,98	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 271,30$	271,30	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 390,18$	390,18	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1231,74 - 325,92$	905,82	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1267,82 - 325,92$	941,90	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1643,37 - 325,92$	1317,44	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1425,10 - 325,92$	1099,17	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 542,59 - 63,30$	479,29	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 845,95 - 63,30$	782,64	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 813,89 - 171,95$	641,94	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1263,20 - 171,95$	1091,25	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1085,18 - 325,92$	759,26	Aile du poteau - traction - groupe

$$F_{ij,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{ij,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{ij,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{ij,Ed} = F_{ij,Ed,N} + F_{ij,Ed,M}$$

$$F_{v,j,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{ij,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{v,j,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 728,47 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

$A_w =$	211,19	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	97,44	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	113,75	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	117922,25	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp,max} = \tau_{\perp,max} =$	25,25	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	24,09	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	3,17	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	50,49 < 360,00	vérifié	(0,14)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	48,49 < 360,00	vérifié	(0,13)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u / \gamma_{M2}$	25,25 < 259,20	vérifié	(0,10)

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)]
$L_b =$	66	[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	9,96	509,14
1	679	1	1529	128	1	4,46	302,98
2	479	1	1529	128	1	3,15	150,83
3	279	1	1529	128	1	1,83	51,21
4	79	1	1529	128	1	0,52	4,12

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad \text{[6.3.3.1.(2)]}$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$Z_{eq} = 511 \quad \text{[mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad \text{[6.3.3.1.(3)]}$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$$

$$k_{eq} = 2 \quad \text{[mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad \text{[6.3.3.1.(1)]}$$

$A_{vc} =$	83,72	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\beta =$	1,00		Paramètre de transformation	[5.3.(7)]
$z =$	511	[mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$k_1 =$	6	[mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement	[6.3.2.(1)]
$k_2 =$			Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression	[6.3.2.(1)]

$$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 81423,48 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \text{ Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 81423,48 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 154118,09 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 9632,38 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AME DU POTEAU EN TRACTION

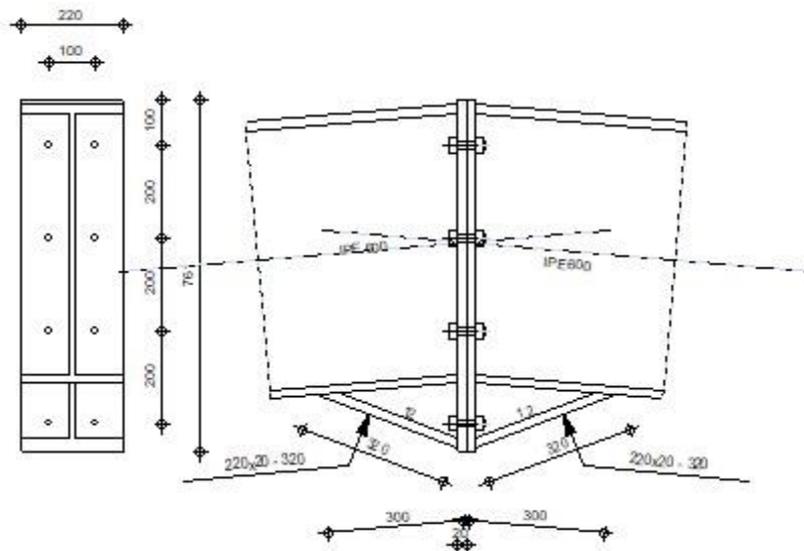
Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,61

2. Assemblage de faitage (Traverse-Traverse)

Si la portée du portique ne dépasse pas certaines limites (environ 16 m) pour le transport, L'assemblage du faitage peut être réalisé en usine, hors chantier, permettant ainsi des économies.

L'assemblage traverse-traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une platine boulonnée. (Voir annexe 11)

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017	 Ratio 0,59
Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	



GENERAL

Assemblage N°: 3
 Nom de l'assemblage : traverse traverse
 Noeud de la structure: 79
 Barres de la structure: 145, 146

GEOMETRIE**GAUCHE****POUTRE**

Profilé: IPE 600
 Barre N°: 145
 $\alpha = -175,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{bl} = 600$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbl} = 220$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbl} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbl} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{bl} = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{bl} = 155,98$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbl} = 92083,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 275
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

DROITE**POUTRE**

Profilé: IPE 600
 Barre N°: 146
 $\alpha = -5,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_{br} = 600$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fbr} = 220$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wbr} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fbr} = 19$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{br} = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{br} = 155,98$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xbr} = 92083,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau: S 275
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

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

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 6.6 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 67,82$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 4$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 100$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 100$ [mm]
 Entraxe $p_i = 200; 200; 200$ [mm]

PLATINE

$h_{pr} = 761$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_{pr} = 220$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{pr} = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau: S 275
 $f_{ypr} = 275,00$ [MPa] Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_{rd} = 220$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{frd} = 20$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_{rd} = 140$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wrd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_{rd} = 300$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha_d = 20,9$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau: S 275
 $f_{ybu} = 275,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 9$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 14$ [mm] Soudure semelle
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,10$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 13: $G+Q+1.2EY (1+2) * 1.00+8*1.20$

$M_{b1,Ed} = 83,60$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = 26,48$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -12,87$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 155,98$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]
 $N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $N_{cb,Rd} = 4289,45$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 100,58$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$
 $V_{cb,Rd} = 1596,92$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
 $V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0,02 < 1,00 **vérifié** (0,02)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 3512,40$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{b,pl,Rd} = 965,91$ [kN*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

$W_{pl} = 4149,76$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]
 $M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$
 $M_{cb,Rd} = 1141,18$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 1141,18$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_f = 722$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$
 $F_{c,fb,Rd} = 1580,53$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 5,0$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre
 $\gamma = 20,9$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort
 $b_{eff,c,wb} = 300$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]
 $A_{vb} = 83,78$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
 $\omega = 0,90$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]
 $\sigma_{com,Ed} = 24,16$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]
 $k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]
 $F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$
 $F_{c,wb,Rd1} = 1907,47$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 514$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]
 $\lambda_p = 1,10$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]
 $\rho = 0,74$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]
 $F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$
 $F_{c,wb,Rd2} = 1414,26$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \cdot \gamma_{M0})$
 $F_{c,wb,Rd3} = 1512,50$ [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$
 $F_{c,wb,Rd,low} = 1414,26$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(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	34	-	60	-	200	212	216	212	216	306	211	211	211
2	34	-	60	-	200	212	210	210	210	400	200	200	200
3	34	-	60	-	200	212	210	210	210	400	200	200	200
4	34	-	60	-	200	212	210	210	210	306	205	205	205

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- $l_{eff,cp}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- $l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} 2 F_{c,wb,Rd,low})$$

$$N_{j,Rd} = 2828,52 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,00 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 67,82 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 260,58 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

- $F_{t,fc,Rd}$ – 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 fléchée à la flexion
- $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [\text{Tab.6.2}]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	135,65	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 135,65$	135,65	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 701,19$	701,19	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 1580,53$	1580,53	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 1414,26$	1414,26	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	135,65	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 135,65$	135,65	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 693,89$	693,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1580,53 - 135,65$	1444,88	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1414,26 - 135,65$	1278,61	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 271,30 - 135,65$	135,65	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1356,50 - 135,65$	1220,85	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 93,36 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	135,65	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 135,65$	135,65	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 693,89$	693,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1580,53 - 229,01$	1351,52	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1414,26 - 229,01$	1185,25	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 271,30 - 93,36$	177,93	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 1320,00 - 93,36$	1226,64	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 406,94 - 229,01$	177,93	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 2016,50 - 229,01$	1787,49	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 51,07 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$$

$$F_{t3,Rd} = 51,07 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	135,65	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 135,65$	135,65	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 693,89$	693,89	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 521,15$	521,15	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1580,53 - 280,08$	1300,44	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1414,26 - 280,08$	1134,18	Ame de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 271,30 - 51,07$	220,22	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 1336,95 - 51,07$	1285,87	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 406,94 - 144,44$	262,51	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1996,95 - 144,44$	1852,51	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 542,59 - 280,08$	262,51	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 2693,45 - 280,08$	2413,37	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 8,79 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

$$F_{t4,Rd} = F_{t2,Rd} h_4/h_2$$

$$F_{t4,Rd} = 8,79 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]\text{FRA}$$

$A_w =$	212,22	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	18,86	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{ } =$	2,32	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	39,46 < 360,00	vérifié	(0,11)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{ }^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	37,94 < 360,00	vérifié	(0,11)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	19,73 < 259,20	vérifié	(0,08)

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	46,29	2261,39
1	642	∞	∞	39	3	21,84	1401,28
2	442	∞	∞	37	3	14,89	657,49
3	242	∞	∞	37	3	8,15	196,77
4	42	∞	∞	38	3	1,41	5,85

$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j}))$ [6.3.3.1.(2)]

$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$
 $Z_{eq} = 489$ [mm] Bras de levier équivalent [6.3.3.1.(3)]

$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$
 $k_{eq} = 9$ [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)]
 $S_{j,ini} = 474892,62$ [kN*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)]

$S_j = 474892,62$ [kN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 154118,09$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 9632,38$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \geq S_{j,rig}$ RIGIDE

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

RUPTURE DES BOULONS

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,59

3. Assemblage poteau-poutre

L'assemblage est réalisé à l'aide d'une cornière qui relie l'âme de la poutre avec l'âme de la poutre. (Voir annexe 12)

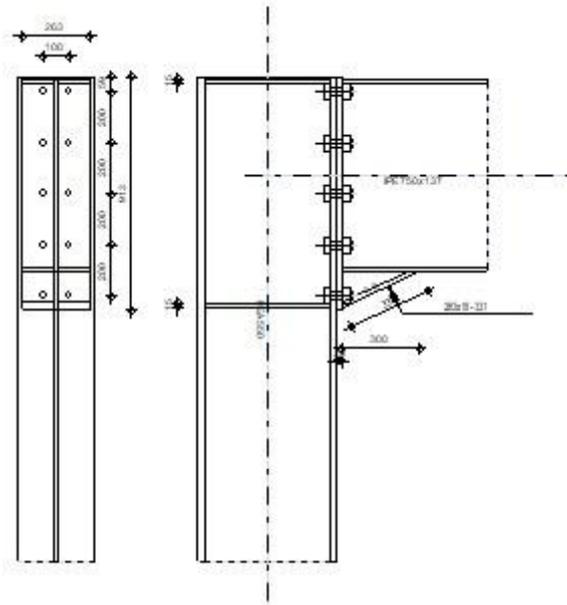
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,37



GENERAL

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : poteau poutre
 Noeud de la structure: 52
 Barres de la structure: 75, 111

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 550
 Barre N°: 75
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 540$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 13$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 24$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 211,76$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 111932,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau: S 275
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé:	IPE 750x137		
Barre N°:	111		
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	753	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	263	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	12	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	17	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	17	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	17	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	174,59	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	159878,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	S 275		
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Résistance

BOULONS

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

$d =$	30	[mm]	Diamètre du boulon
Classe = HR	8.8		Classe du boulon
$F_{tRd} =$	363,53	[kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5		Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	59	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e_i	100	[mm]	
=			
Entraxe $p_i =$	200;200;200;200	[mm]	

PLATINE

$h_p =$	913	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	263	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine
Matériau:	S 275		
$f_{yp} =$	275,00	[MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

$w_d =$	263	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	18	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	140	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	14	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	300	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	25,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau:	Steel		
$f_{ybu} =$	275,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU

Supérieur

$h_{su} =$	492	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	15	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	Steel		
$f_{ysu} =$	275,00	[MPa]	Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	492	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	144	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	15	[mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau:	Steel		
$f_{ysu} =$	275,00	[MPa]	Résistance

SOUDES D'ANGLE

$a_w =$	14	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	14	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	9	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	14	[mm]	Soudure horizontale

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,10	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 13: G+Q+1.2EY (1+2) * 1.00+8*1.20

$M_{b1,Ed} =$	271,83	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	28,61	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$N_{b1,Ed} =$	-26,81	[kN]	Effort axial dans la poutre droite
$M_{c1,Ed} =$	187,69	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau inférieur
$V_{c1,Ed} =$	-36,26	[kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur
$N_{c1,Ed} =$	-195,30	[kN]	Effort axial dans le poteau inférieur
$M_{c2,Ed} =$	6,50	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poteau supérieur
$V_{c2,Ed} =$	4,37	[kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur
$N_{c2,Ed} =$	-56,35	[kN]	Effort axial dans le poteau supérieur

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b =$	174,59	[cm ²]	Aire de la section	EN1993-1-1:[6.2.4]
$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$N_{cb,Rd} =$	4801,23	[kN]	Résistance de calcul de la section à la compression	EN1993-1-1:[6.2.4]

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	112,51	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	1786,26	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$			0,02 < 1,00	vérifié (0,02)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	4865,16	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	1337,92	[kN*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

$W_{pl} = 5564,06$ [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$		
$M_{cb,Rd} = 1530,12$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 1530,12$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_f = 875$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$		
$F_{c,fb,Rd} = 1749,57$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFÉRIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 0,0$ [Deg]	Angle entre la platine d'about et la poutre	
$\gamma = 25,0$ [Deg]	Angle d'inclinaison du renfort	
$b_{eff,c,wb} = 252$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vb} = 92,91$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,94$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} = 59,77$ [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} = 1,00$	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$		
$F_{c,wb,Rd1} = 1609,94$ [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 685$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1,22$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,69$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$		
$F_{c,wb,Rd2} = 1104,11$ [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0,8 \cdot \gamma_{M0})$		
$F_{c,wb,Rd3} = 1627,31$ [kN]	Résistance de l'aile du renfort	[6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$		
$F_{c,wb,Rd,low} = 1104,11$ [kN]	Résistance de l'âme de la poutre	[6.2.6.2.(1)]

RESISTANCES DU POTEAU

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 271,83$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed} = -36,26$ [kN]	Effort tranchant dans le poteau inférieur	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed} = 4,37$ [kN]	Effort tranchant dans le poteau supérieur	[5.3.(3)]
$z = 734$ [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$		
$V_{wp,Ed} = 390,62$ [kN]	Panneau d'âme en cisaillement	[5.3.(3)]

$A_{vs} = \frac{83,7}{2}$ [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} = \frac{83,7}{2}$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s = 878$ [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} = \frac{11,8}{8}$ [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]

$A_{vs} =$	$83,7$	2 [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	$3,97$	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	$3,97$	[kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} \cdot f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$	$1232,40$	[kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,32 < 1,00$		vérifié	(0,32)

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	13	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	354	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	$83,72$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	$0,86$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	$45,95$	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	$1,00$		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	$43,12$	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$	$2056,68$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	438	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	$1,06$		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	$0,76$		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	$4,95$		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]
$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$	$1810,13$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Résistance finale:

$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min}(F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$	$1810,13$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
--	-----------	------	-------------------------------	---------------

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	13	[mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	352	[mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	$83,72$	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega =$	$0,86$		Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	$45,95$	[MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	$1,00$		Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	$43,12$	[cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:[6.2.4]
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$	$2050,48$	[kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wc} =$	438	[mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p =$	$1,06$		Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho =$	$0,77$		Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s =$	$4,95$		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]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega K_{wc} \rho_{\text{beff},c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1807,87 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 1807,87 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	22	-	100	-	200	139	177	139	177	270	170	170	170
2	22	-	100	-	200	139	214	139	214	400	200	200	200
3	22	-	100	-	200	139	214	139	214	400	200	200	200
4	22	-	100	-	200	139	214	139	214	400	200	200	200
5	22	-	100	-	200	139	177	139	177	270	170	170	170

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	28	-	82	-	200	179	227	179	227	289	220	220	220
2	28	-	82	-	200	179	216	179	216	400	200	200	200
3	28	-	82	-	200	179	216	179	216	400	200	200	200
4	28	-	82	-	200	179	216	179	216	400	200	200	200
5	28	-	82	-	200	179	216	179	216	289	208	208	208

- 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 A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd} / 2, F_{c,wb,Rd,low}, 2 F_{c,wc,Rd,low}, 2 F_{c,wc,Rd,upp})$$

$$N_{j,Rd} = 2208,21 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = 363,53 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$B_{p,Rd} = 488,58 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

- $F_{t,fc,Rd}$ – 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 fléchée à la flexion
- $F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega \text{ b}_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wb,Rd} = \text{b}_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	465,52	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 685,52$	685,52	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 465,52$	465,52	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 571,03$	571,03	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 564,54$	564,54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 977,16$	977,16	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\beta} = 1232,40$	1232,40	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1810,13$	1810,13	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1749,57$	1749,57	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 1104,11$	1104,11	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	465,52	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 727,06$	727,06	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 465,52$	465,52	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 562,38$	562,38	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 564,54$	564,54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 977,16$	977,16	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd/\beta} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1232,40 - 465,52$	766,89	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1810,13 - 465,52$	1344,61	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1749,57 - 465,52$	1284,05	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1104,11 - 465,52$	638,59	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1396,47 - 465,52$	930,95	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1077,02 - 465,52$	611,50	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1116,30 - 465,52$	650,78	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1326,76 - 465,52$	861,24	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 353,89 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	284,69	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 727,06$	727,06	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 465,52$	465,52	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 562,38$	562,38	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 564,54$	564,54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 977,16$	977,16	Boulons au cisaillement/poinçonnement

F _{t3,Rd,comp} - Formule	F _{t3,Rd,comp}	Composant
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 1232,40 - 819,41$	412,99	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1810,13 - 819,41$	990,72	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1749,57 - 819,41$	930,16	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1104,11 - 819,41$	284,69	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1443,51 - 353,89$	1089,61	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1136,52 - 353,89$	782,63	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 2118,22 - 819,41$	1298,81	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1406,69 - 819,41$	587,28	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1101,94 - 353,89$	748,05	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1265,00 - 353,89$	911,11	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1667,26 - 819,41$	847,85	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1959,26 - 819,41$	1139,84	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$
 $F_{t3,Rd} = 242,27$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]

$F_{t3,Rd} = F_{t2,Rd} h_3/h_2$
 $F_{t3,Rd} = 242,27$ [kN] Résistance réduite d'une rangée de boulon [6.2.7.2.(9)]FRA

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F _{t4,Rd,comp} - Formule	F _{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min}(F_{t4,Rd,comp})$	42,43	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 727,06$	727,06	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 465,52$	465,52	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 562,38$	562,38	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 564,54$	564,54	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 977,16$	977,16	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 1232,40 - 1061,68$	170,73	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1810,13 - 1061,68$	748,45	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1749,57 - 1061,68$	687,89	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1104,11 - 1061,68$	42,43	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 1443,51 - 242,27$	1201,24	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 1136,52 - 242,27$	894,26	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 2165,26 - 596,16$	1569,10	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1442,87 - 596,16$	846,71	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 2839,97 - 1061,68$	1778,29	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1605,73 - 1061,68$	544,05	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 1101,94 - 242,27$	859,67	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 1265,00 - 242,27$	1022,73	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1652,91 - 596,16$	1056,75	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 1897,50 - 596,16$	1301,34	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 2218,23 - 1061,68$	1156,55	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 2591,76 - 1061,68$	1530,08	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F _{t5,Rd,comp} - Formule	F _{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	0,00	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 685,52$	685,52	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 465,52$	465,52	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 562,38$	562,38	Platine d'about - traction

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
5	727,06	-5,36	0,00	0,00	-5,36	575,10

- 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

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 2654,61 \quad \text{[kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

A _w =	348,22	[cm ²]	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
A _{wy} =	122,78	[cm ²]	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
A _{wz} =	225,44	[cm ²]	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
I _{wy} =	284949,76	[cm ⁴]	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
σ _{⊥max} =τ _{⊥max} =	31,46	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(5)]
σ _⊥ =τ _⊥ =	30,78	[MPa]	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
τ =	1,27	[MPa]	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
β _w =	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3 * (\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 62,92 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,17)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 61,60 < 360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,17)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2} \quad 31,46 < 259,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

t _{wash} =	6	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
h _{head} =	21	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
h _{nut} =	30	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
L _b =	82	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
k ₁₀ =	11	[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	41,82	2586,20
1	834	2	159	56	2	16,07	1340,57
2	634	2	159	56	2	12,22	774,74
3	434	2	159	56	2	8,36	363,08
4	234	2	159	56	2	4,51	105,58
5	34	2	159	56	2	0,66	2,24

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad \text{[6.3.3.1.(2)]}$$

$$Z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$Z_{eq} =$	618 [mm]	Bras de levier équivalent	[6.3.3.1.(3)]
$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / Z_{eq}$			
$k_{eq} =$	7 [mm]	Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons	[6.3.3.1.(1)]
$A_{vc} =$	83,72 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\beta =$	1,00	Paramètre de transformation	[5.3.(7)]
$z =$	618 [mm]	Bras de levier	[6.2.5]
$k_1 =$	5 [mm]	Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement	[6.3.2.(1)]
$k_2 =$		Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression	[6.3.2.(1)]
$S_{j,ini} = E Z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq})$			[6.3.1.(4)]
$S_{j,ini} =$	234639,97 [kN*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)]
$S_j =$	234639,97 [kN*m]	Rigidité en rotation finale	[6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} =$	268595,04 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,pin} =$	16787,19 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage articulé	[5.2.2.5]

$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE

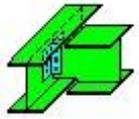
COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

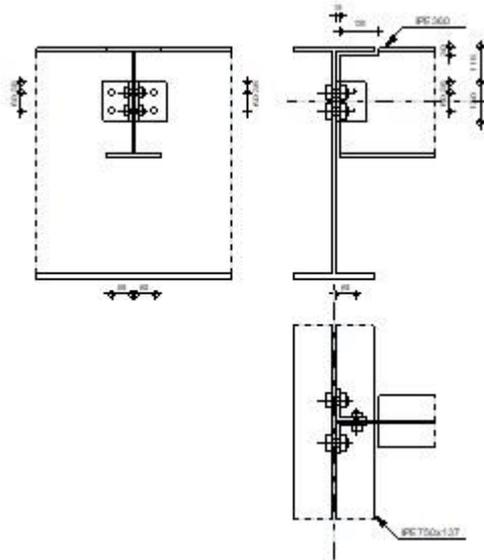
AME DE LA POUTRE OU AILE DE LA CONTREPLAQUE EN COMPRESSION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,37

4. Assemblage Poutre-solive

L'assemblage est réalisé à l'aide d'une cornière qui relie l'âme de la solive avec l'âme de la poutre. (Voir annexe 13)

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017 Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme) NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	
		Ratio 0,55



GENERAL

Assemblage N°: 5
 Nom de l'assemblage : Poutre-poutre (âme)
 Noeud de la structure: 952
 Barres de la structure: 111, 766

GEOMETRIE

POUTRE PRINCIPALE

Profilé: IPE 750x137
 Barre N°: 111
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_g = 753$ [mm] Hauteur de la section poutre principale
 $b_{fg} = 263$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale
 $t_{wg} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
 $t_{fg} = 17$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
 $r_g = 17$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
 $A_p = 174,59$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale
 $I_{yp} = 159878,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale
 Matériau: S 275
 $f_{yg} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ug} = 430,00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 360
 Barre N°: 766
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 360$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_b = 170$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 72,73$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 16265,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: S 275
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ub} = 430,00$ [MPa] Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 30$ [mm] Encoche supérieur
 $h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure
 $l = 120$ [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
 $f_{yk} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{uk} = 430,00$ [MPa] 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
 $d = 24$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 26$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 3,53$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 4,52$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{ub} = 400,00$ [MPa] 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
 $f_{ub} = 400,00$ [MPa] 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: 22: ELU (1+20) * 1.35 + 2 * 1.50

$N_{b,Ed} =$	0,25	[kN]	Effort axial
$V_{b,Ed} =$	32,98	[kN]	Effort tranchant
$M_{b,Ed} =$	0,01	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} =$	86,86	[kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon	$F_{v,Rd} =$	$0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
$F_{t,Rd} =$	101,6	[kN]	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

$k_{1x} =$	1,53	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$	1,53 > 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		
$F_{b,Rd1x} =$	135,20	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} =$	2,50	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	2,50 > 0,00	vérifié		
$\alpha_{bz} =$	0,52	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,52 > 0,00	vérifié		
$F_{b,Rd1z} =$	123,24	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} =$	1,53	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$	1,53 > 0,00	vérifié		
$\alpha_{bx} =$	0,45	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), f_{ub} / f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	0,45 > 0,00	vérifié		
$F_{b,Rd2x} =$	56,71	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} =$	2,07	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	2,07 > 0,00	vérifié		
$\alpha_{bz} =$	0,45	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	0,45 > 0,00	vérifié		
$F_{b,Rd2z} =$	76,66	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 69$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre		
$M_0 = 1,1$ [kN*m]	Moment fléchissant réel		$M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$
$F_{Vz} = 8,2$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant		$F_{Vz} = 0.5 * V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 18,96$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment		$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$
$F_{x,Ed} = 18,96$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 8,2$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 20,68$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 56,71$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 76,66$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 18,96 < 56,71$	vérifié	(0,33)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 8,25 < 76,66$	vérifié	(0,11)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$20,68 < 86,86$	vérifié	(0,24)

Traction des boulons

$e = 71$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale		
$M_{0t} = 1,1$ [kN*m]	Moment fléchissant réel		$M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$
$F_{t,Ed} = 19,56$ [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême		$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$19,56 < 101,66$	vérifié	(0,19)

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

$F_{v,Ed} = 20,68$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,38 < 1,00$	vérifié	(0,38)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 77,2$ [kN]	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	
$F_{b,Rd1x} = 101,93$ [kN]	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 $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,86$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,86 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 94,79$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,65$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,65 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 178,37$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 0,65$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,65 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 178,37$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d^* \cdot t / \gamma_{M2}$

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 de la poutre principale	
$M_0 = 2,34$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$
$F_{Nx} = 0,13$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{Nx} = N_{b,Ed} / n$
$F_{Vz} = 16,49$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = V_{b,Ed} / n$
$F_{Mx} = 38,99$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x	$F_{Mx} = M_0 \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{Mz} = 0,00$ [kN]	Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z	$F_{Mz} = M_0 \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 39,12$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$
$F_{z,Ed} = 16,49$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$
$F_{Ed} = 42,45$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed})^2 + (F_{z,Ed})^2}$
$F_{Rdx} = 101,93$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 94,79$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 39,12 < 101,93$	vérifié (0,38)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 16,49 < 94,79$	vérifié (0,17)
$F_{Ed} \leq F_{V,Rd}$	$42,45 < 77,21$	vérifié (0,55)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT AXIAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 4,20$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction
 $A_{nv} = 5,20$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction
 $V_{effRd} = 227,04$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd}=f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$
 $|0,5*N_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|0,13| < 227,04$ **vérifié** (0,00)

POUTRE

$A_{nt} = 3,36$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction
 $A_{nv} = 6,56$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction
 $V_{effRd} = 219,74$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd}=f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$
 $|N_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|0,25| < 219,74$ **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
 $V_{effRd} = 152,68$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd}=0,5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$
 $|0,5*V_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|16,49| < 152,68$ **vérifié** (0,11)

POUTRE

$A_{nt} = 3,28$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction
 $A_{nv} = 12,24$ [cm²] Aire de la zone de la section en traction
 $V_{effRd} = 250,75$ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous $V_{effRd}=0,5*f_u*A_{nt}/\gamma_{M2} + (1/\sqrt{3})*f_y*A_{nv}/\gamma_{M0}$
 $|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|32,98| < 250,75$ **vérifié** (0,13)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$A_t = 6,52$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute
 $A_{t,net} = 4,72$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction
 $0,9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$ $0,65 < 0,80$

$W_{net} = 27,22$ [cm³] Facteur élastique de la section
 $M_{c,Rdnet} = 7,48$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net}*f_{yp}/\gamma_{M0}$
 $|M_o| \leq M_{c,Rdnet}$ $|1,17| < 7,48$ **vérifié** (0,16)

$A_v = 13,00$ [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 $A_{v,net}=A_v-n_v*d_o$
 $V_{pl,Rd} = 206,40$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd}=(A_{v,net}*f_y)/(\sqrt{3}*\gamma_{M0})$
 $|0,5*V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd}$ $|16,49| < 206,40$ **vérifié** (0,08)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

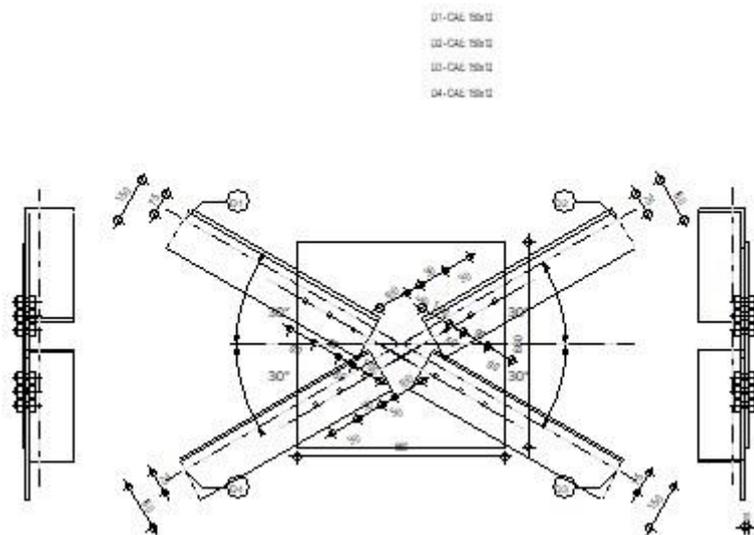
$A_t = 13,28$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} = 10,40$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9 \cdot (A_{t,net}/A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$		$0,70 < 0,80$
$W_{net} = 133,93$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 36,83$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$		$ 2,34 < 36,83$ vérifié (0,06)
$A_v = 26,40$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	
$A_{v,net} = 23,52$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$
$V_{pl,Rd} = 419,16$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$
$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd}$		$ 32,98 < 419,16$ vérifié (0,08)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,55

5. Assemblage des éléments des contreventements

L'assemblage est fait à l'aide de gousset, deux couvre-joints qui assurent la liaison entre les âmes et deux autres qui relient les extrémités des semelles des poteaux. (Voir annexe 15)

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017 Calcul de l'assemblage au gousset NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	
		Ratio 0,51



GENERAL

Assemblage N°: 7
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 48
 Barres de la structure: 28, 30, 27, 29,

GEOMETRIE

BARRES

	Barre 1	Barre 2	Barre 3	Barre 4	
Barre N° :	28	30	27	29	
Profilé :	CAE 150x12	CAE 150x12	CAE 150x12	CAE 150x12	
h	150	150	150	150	mm
b _F	150	150	150	150	mm
t _w	12	12	12	12	mm
t _f	12	12	12	12	mm
r	16	16	16	16	mm
A	34,83	34,83	34,83	34,83	cm ²
Matériau :	S 275	S 275	S 275	S 275	
f _y	275,00	275,00	275,00	275,00	MPa
f _u	430,00	430,00	430,00	430,00	MPa
Angle	α	30,3	30,3	30,3	Deg
Longueur	l	0,00	0,00	0,00	m

BOULONS

Barre 1

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon
 d = 20 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 22 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 2,45 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 3,14 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 640,00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 900,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 3 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 90;90 [mm]
 e₁ = 50 [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 e₂ = 75 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 e_c = 100 [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 d = 20 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 22 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 2,45 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 3,14 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 900,00 [MPa] Limite de plasticité
 f_{ub} = 1200,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n = 3 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 90;90 [mm]

$e_1 = 50$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 75$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 3

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 22$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 2,45$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 90; 90 [mm]

$e_1 = 50$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 75$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 22$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 2,45$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité
 $f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 90; 90 [mm]

$e_1 = 50$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 75$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 100$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 660$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 660$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0; 0)

$e_v = 330$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 $e_h = 330$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_v = 330$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres
 Matériau: S 235
 $f_y = 235,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 12: G+Q+1.2EX (1+2)*1.00+6*1.20

$N_{b1,Ed} = -120,54$ [kN] Effort axial
 $N_{b2,Ed} = -172,44$ [kN] Effort axial
 $N_{b3,Ed} = -122,42$ [kN] Effort axial
 $N_{b4,Ed} = -173,97$ [kN] Effort axial

RESULTATS

BARRE 1

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 105,84$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,76$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,76 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 156,3$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 206,40$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,79$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,79 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 113,5$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 144,00$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d^2 / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 34$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	$M_0 = N_{b1,Ed} * e$
$M_0 = -4,07$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$F_{NSd} = N_{b1,Ed} / n$
$F_{NSd} = -40,18$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{MSd} = -22,62$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{x,Ed} = -40,18$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{z,Ed} = -22,62$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Ed} = 46,11$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdx} = 113,55$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$F_{Rdz} = 144,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -40,18 < 113,55$	vérifié (0,35)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -22,62 < 144,00$	vérifié (0,16)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$46,11 < 105,84$	vérifié (0,44)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,63$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A_{net} = 32,19$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_{f1}$
$N_{u,Rd} = 694,60$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u1}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 862,04$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y1}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b1,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -120,54 < 694,60$	vérifié (0,17)
$ N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -120,54 < 862,04$	vérifié (0,14)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 7,68$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 21,00$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 465,5$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -120,54 < 465,52$	vérifié (0,26)

BARRE 2

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 141,12$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$
--------------------------	---	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,76$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,76 > 0,00$	vérifié

$F_{b,Rd1x} = 156,3$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_M$
 = 6]

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd1z} = 206,40$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bx} = 0,79$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $0,79 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd2x} = 113,55$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**
 $\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd2z} = 144,00$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 34$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons
 $M_0 = -5,82$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_0 = N_{b2,Ed} \cdot e$
 $F_{NSd} = 57,48$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b2,Ed} / n$
 $F_{MSd} = 32,35$ [kN] Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment $F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$
 $F_{x,Ed} = 57,48$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$
 $F_{z,Ed} = 32,35$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$
 $F_{Ed} = 65,96$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
 $F_{Rdx} = 113,55$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
 $F_{Rdz} = 144,00$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -57,48 < 113,55$	vérifié	(0, 51)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -32,35 < 144,00$	vérifié	(0, 22)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$65,96 < 141,12$	vérifié	(0, 47)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,63$ Coefficient de réduction [Tableau 3.8]
 $A_{net} = 32,19$ [cm²] Aire de la section nette $A_{net} = A - d_0 \cdot t_2$
 $N_{u,Rd} = 694,60$ [kN] Résistance de calcul de la section nette $N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_{u2}) / \gamma_{M2}$
 $N_{pl,Rd} = 862,04$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_{y2}) / \gamma_{M2}$
 $|N_{b2,Ed}| \leq N_{u,Rd}$ $|-172,44| < 694,60$ **vérifié** (0, 25)

$\beta_3 = 0,63$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$ N_{b2,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -172,44 < 862,04$	vérifié (0,20)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 7,68$	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction
$A_{nv} = 21,00$	[cm ²]	Aire de la zone de la section en traction
$V_{effRd} = 465,5$	[kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous
$ N_{b2,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -172,44 < 465,52$	vérifié (0,37)

$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

BARRE 3

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 141,12$	[kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$
---------------------	------	---	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 0,76$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,76 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1x} = 156,3$	[kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd1z} = 206,40$	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x			
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bx} = 0,79$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,79 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2x} = 113,5$	[kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$	
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$	
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2z} = 144,00$	[kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 34$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = -4,13$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b3,Ed} * e$
$F_{NSd} = -40,81$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b3,Ed} / n$
$F_{MSd} = -22,97$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 * x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} = -40,81$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = -22,97$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 46,83$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 113,55$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 144,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -40,81 < 113,55$	vérifié (0,36)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -22,97 < 144,00$	vérifié (0,16)
$F_{Ed} \leq F_{vRd}$	$46,83 < 141,12$	vérifié (0,33)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,63$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A_{net} = 32,19$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 * t_f$
$N_{u,Rd} = 694,60$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 * A_{net} * f_{u3}) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 862,04$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 * A * f_{y3}) / \gamma_{M2}$
$ N_{b3,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -122,42 < 694,60$	vérifié (0,18)
$ N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -122,42 < 862,04$	vérifié (0,14)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 7,68$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 21,00$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 465,52$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b3,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -122,42 < 465,52$	vérifié (0,26)

BARRE 4

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 141,12$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$
--------------------------	---	---

Pression du boulon sur la barre

Direction x		
$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,76$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,76 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 156,3$ [kN]	Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_f / \gamma_{M2}$

Direction z		
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1z} = 206,40$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_f / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_1 = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,79$	Coefficient dépendant de l'espacement des boulons	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,79 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 113,55$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$		

Direction z

$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 144,00$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$		

VERIFICATION DE L'ASSEMBLAGE POUR LES EFFORTS AGISSANT SUR LES BOULONS

cisaillement des boulons

$e = 34$ [mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport à l'axe des boulons	
$M_0 = -5,88$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = N_{b4,Ed} \cdot e$
$F_{NSd} = 57,99$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial	$F_{NSd} = N_{b4,Ed} / n$
$F_{MSd} = 32,64$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{MSd} = M_0 \cdot x_{max} / \sum x_i^2$
$F_{x,Ed} = 57,99$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
$F_{z,Ed} = 32,64$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
$F_{Ed} = 66,55$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rdx} = 113,55$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 144,00$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -57,99 < 113,55$	vérifié (0,51)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ -32,64 < 144,00$	vérifié (0,23)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$66,55 < 141,12$	vérifié (0,47)

VERIFICATION DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$\beta_3 = 0,63$	Coefficient de réduction	[Tableau 3.8]
$A_{net} = 32,19$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - d_0 \cdot t_f$
$N_{u,Rd} = 694,60$ [kN]	Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (\beta_3 \cdot A_{net} \cdot f_u) / \gamma_{M2}$
$N_{pl,Rd} = 862,04$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = (0.9 \cdot A \cdot f_y) / \gamma_{M2}$
$ N_{b4,Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -173,97 < 694,60$	vérifié (0,25)
$ N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -173,97 < 862,04$	vérifié (0,20)

VERIFICATION DE LA BARRE POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC

$A_{nt} = 7,68$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 21,00$ [cm ²]	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{effRd} = 465,52$ [kN]	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -173,97 < 465,52$	vérifié (0,37)

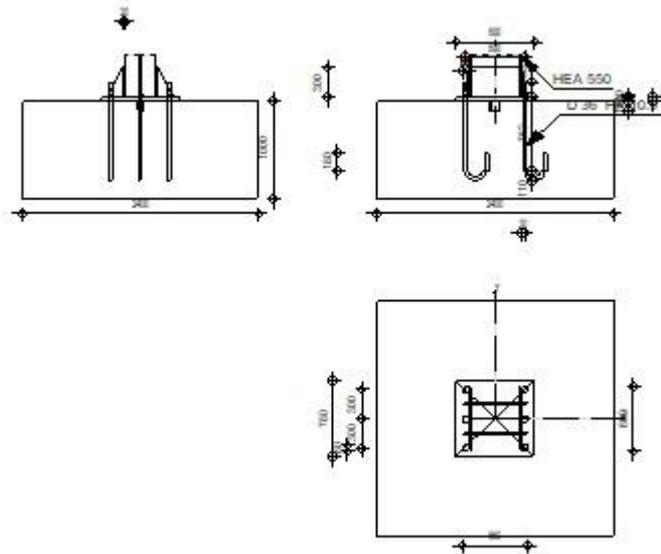
Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,51

6. Assemblage pied de poteau encastré

La base du poteau a pour rôle de transmettre au massif de la fondation, les efforts développés dans le poteau, Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau, elle peut être renforcée par des raidisseurs.

L'encastrement des poteaux métallique avec les fondations en béton armé se fait à l'aide des tiges d'ancrage. (Voir annexe 14)

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017</p> <p>Calcul du Pied de Poteau encastré</p> <p>Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB</p> <p>Design Guide: Design of fastenings in concrete</p>	
		<p>Ratio 0,78</p>



GENERAL

Assemblage N°: 6
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 4
 Barres de la structure: 2

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé:	HEA 550		
Barre N°:	2		
$L_c =$	5,15	[m]	Longueur du poteau
$\alpha =$	0,0	[Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	540	[mm]	Hauteur de la section du poteau
$b_{fc} =$	300	[mm]	Largeur de la section du poteau
$t_{wc} =$	13	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section du poteau
$t_{fc} =$	24	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section du poteau
$r_c =$	27	[mm]	Rayon de congé de la section du poteau
$A_c =$	211,76	[cm ²]	Aire de la section du poteau
$I_{yc} =$	111932,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau:	S 275		
$f_{yc} =$	275,00	[MPa]	Résistance
$f_{uc} =$	430,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	800	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	780	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	40	[mm]	Epaisseur
Matériau:	S 275		
$f_{ypd} =$	275,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	430,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe de tiges d'ancrage		
$f_{yb} =$	900,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	1200,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	36	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	8,17	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	10,18	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	2		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	3		Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	600	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	300	[mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	150	[mm]
$L_2 =$	752	[mm]
$L_3 =$	220	[mm]
$L_4 =$	180	[mm]

Platine

$l_{wd} =$	60	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	60	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur

BECHE

Profilé:	IPE 100		
$l_w =$	100	[mm]	Longueur
Matériau:			
$f_{yw} =$	0,00	[MPa]	Résistance

RAIDISSEUR

$l_s =$	660	[mm]	Longueur
$w_s =$	660	[mm]	Largeur
$h_s =$	300	[mm]	Hauteur
$t_s =$	20	[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

$L =$	2400	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	2400	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	1000	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	BETON25		
$f_{ck} =$	37,50	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$	0	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p =$	10	[mm]	Plaque principale du pied de poteau
$a_w =$	4	[mm]	Bêche
$a_s =$	80	[mm]	Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 8: Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y

$N_{j,Ed} =$	-60,72	[kN]	Effort axial
$V_{j,Ed,y} =$	2,21	[kN]	Effort tranchant
$V_{j,Ed,z} =$	126,94	[kN]	Effort tranchant
$M_{j,Ed,y} =$	397,73	[kN*m]	Moment fléchissant
$M_{j,Ed,z} =$	0,03	[kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS**ZONE COMPRIMEE****COMPRESSION DU BETON**

$f_{cd} =$	25,00	[MPa]	Résistance de calcul à la compression	EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
$f_j =$	37,77	[MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise	[6.2.5.(7)]
$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$				

$c =$	62 [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$b_{eff} =$	149 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	425 [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$A_{c0} =$	631,16 [cm ²]	Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$A_{c1} =$	5680,47 [cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$			
$F_{rd,u} =$	4733,73 [kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1:[6.7.(3)]
$\beta_j =$	0,67	Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$			
$f_{jd} =$	50,00 [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} =$	4207,09 [cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} =$	1317,02 [cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} =$	1591,00 [cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$			
$F_{c,Rd,n} =$	21035,47 [kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	6585,09 [kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	7954,99 [kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL =$	1,00	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{pl,y} =$	12305,82 [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	3384,10 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	544 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} =$	6222,35 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{pl,z} =$	8274,90 [cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	2275,60 [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	407 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z} =$	5595,65 [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} =$	21035,47 [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{c,Rd,y} =$	6222,35 [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{c,Rd,z} =$	5595,65 [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b =$	8,17 [cm ²]	Aire de section efficace du boulon	[Tableau 3.4]
$f_{ub} =$	1200,00 [MPa]	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)]
$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$			
$F_{t,Rd,s1} =$	600,00 [kN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$\gamma_{Ms} =$	1,20	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$f_{yb} =$	900,00 [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$			
$F_{t,Rd,s2} =$	612,75 [kN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$			
$F_{t,Rd,s} =$	600,00 [kN]	Résistance du boulon à la rupture	

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 37,50$ [MPa]	Résistance caractéristique du béton à la compression	EN 1992-1:[3.1.2]
$f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$		
$f_{ctd} = 1,57$ [MPa]	Résistance de calcul à la traction	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_1 = 1,00$	Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$\eta_2 = 0,96$	Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$		
$f_{bd} = 3,39$ [MPa]	Adhérence de calcul admissible	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$h_{ef} = 752$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$F_{t,Rd,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot f_{bd}$		
$F_{t,Rd,p} = 288,14$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 600$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 675,00$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$s_{cr,N} = 1800$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} = 900$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 57600,00$ [cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 57600,00$ [cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$		
$\psi_{A,N} = 1,00$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 900$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$		
$\psi_{s,N} = 1,00$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm] / 200 \leq 1.0$		
$\psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.4]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.4]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$		
$F_{t,Rd,c} = 312,5$ [kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 752$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5 [N^{0.5}/mm^{0.5}] \cdot f_{ck} \cdot h_{ef}^{1.5}$		
$N_{Rk,c}^0 = 947,12$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 1504$ [mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 752$ [mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 44268,16$ [cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 44268,16$ [cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = A_{c,N} / A_{c,N0}$		
$\psi_{A,N} = 1,00$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c = 752$ [mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot c / c_{cr,N} \leq 1.0$		
$\psi_{s,N} = 1,00$	Coef. dépendant du pince boulon d'ancrage-extrémité de la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ec,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la répartition des efforts de traction dans les boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$\psi_{re,N} = 0.5 + h_{ef}[mm] / 200 \leq 1.0$		
$\psi_{re,N} = 1,00$	Coef. dépendant de la densité du ferrailage dans la fondation	CEB [9.2.5]
$\psi_{ucr,N} = 1,00$	Coef. dépendant du degré de fissuration du béton	CEB [9.2.5]
$\psi_{h,N} = (h / (2 \cdot h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$		
$\psi_{h,N} = 0,76$	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]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \psi_{A,N} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ucr,N} \cdot \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$		

$F_{t,Rd,sp} = 334,03$ [kN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton

CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd} = 288,14$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 555$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 555$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 139$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 61,02$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 61,02$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 1760,00$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 871,35$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 864,43$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,y} = 864,43$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 667$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 667$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 139$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 73,40$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 73,40$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = 2116,92$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$F_{T,2,Rd} = 868,70$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,3,Rd} = 576,28$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$

$F_{t,pl,Rd,z} = 576,28$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y} = 864,43$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$

$F_{T,Rd,z} = 576,28$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0,00 < 1,00$ **vérifié** (0,00)

$e_y = 6550$ [mm] Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]

$Z_{c,y} = 272$ [mm] Bras de levier $F_{C,Rd,y}$ [6.2.8.1.(2)]

$Z_{t,y} = 300$ [mm] Bras de levier $F_{T,Rd,y}$ [6.2.8.1.(3)]

$M_{j,Rd,y} = 515,81$ [kN*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) $0,77 < 1,00$ **vérifié** (0,77)

$e_z = 0$ [mm] Excentricité de l'effort axial [6.2.8.3]

$Z_{c,z} = 203$ [mm] Bras de levier $F_{C,Rd,z}$ [6.2.8.1.(2)]

$Z_{t,z} = 300$ [mm] Bras de levier $F_{T,Rd,z}$ [6.2.8.1.(3)]

$M_{j,Rd,z} = 5,58$ [kN*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) $0,01 < 1,00$ **vérifié** (0,01)

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,78 < 1,00$ **vérifié** (0,78)

CISAILLEMENT

PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,79$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,79$	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]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 977,68$	[kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,88$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 0,88$	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]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 1086,32$	[kN] 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)]
$A_{sb} = 8,17$	[cm ²] Aire de la section efficace du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 1200,00$	[MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{sb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 194,51$	[kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 675,00$	[kN] Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 625,00$	[kN] Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y} = 3552,5$	[kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} = 0,49$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,y} = 1,11$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{s,V,y} = 0,90$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 807,87$	[kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} = 3552,5$	[kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 0,49$	Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.3.4]
$\psi_{h,V,z} = 1,11$	Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation	CEB [9.3.4.(c)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}^0$	3552,5 [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB
=	1]		[9.3.4.(a)]
$\psi_{s,V,z}$	0,90	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)]
γ_{Mc}	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z}^0 \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$			
$F_{v,Rd,c,z} = 807,87$	[kN]	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)]
$N_{c,Ed}$	60,72 [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$			
$F_{f,Rd} = 18,22$	[kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRÊT AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$			
$F_{v,Rd,wg,y} = 350,00$	[kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	

$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$			
$F_{v,Rd,wg,z} = 192,50$	[kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton	

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 1535,29$	[kN]	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)
$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 1377,79$	[kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement	CEB [9.3.1]
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,09 < 1,00	vérifié	(0,09)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,09 < 1,00	vérifié	(0,09)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 10,00$	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 333,27$	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s = 67$	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s = 17231,33$	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d = 1,58$	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g = 15,83$	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau = 55,54$	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z = 96,22$	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)	0,35 < 1,00	vérifié	(0,35)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 19,49$	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 = 177,21$	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s = 66$	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 =$	19,49	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$I_s =$	17324,24	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	2,97	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	30,79	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	29,53	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	51,24	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1)				$0,19 < 1,00$ vérifié (0,19)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	4,81	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	4,81	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	0,02	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	0,57	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)				$0,02 < 1,00$ vérifié (0,02)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				$0,02 < 1,00$ vérifié (0,02)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				$0,02 < 1,00$ vérifié (0,02)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	6,94	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				$0,03 < 1,00$ vérifié (0,03)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	5,74	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	5,74	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	3,69	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	13,15	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				$0,03 < 1,00$ vérifié (0,03)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	24,55	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	24,55	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	8,92	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	51,47	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				$0,13 < 1,00$ vérifié (0,13)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	4,89	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	4,89	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	5,32	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	13,44	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} = 4,89$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]
 $\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,03 < 1,00$ **vérifié** (0,03)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} = 149$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 425$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$

$k_{13,y} = 30$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 555$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 139$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$

$k_{15,y} = 11$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 356$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$

$k_{16,y} = 4$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,y} = 0,26$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 121856,13$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12]

$S_{j,rig,y} = 1369265,24$ [kN*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 $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$

$k_{13,z} = 48$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$l_{eff} = 667$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 139$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$k_{15,z} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$

$k_{15,z} = 14$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 356$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$

$k_{16,z} = 4$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,z} = 0,83$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,z} = 827818,54$ [kN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_{j,rig,z} = 132348,93$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,z} > S_{j,rig,z}$ B $S_{j,rig,z}$ RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

FONDATION A L'ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

REMARQUES

Distance du boulon d'ancrage du raidisseur trop faible. 34 [mm] $<$ 54 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio $0,78$
--	--------------

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	540	[mm]	Longueur
$b_{pd} =$	270	[mm]	Largeur
$t_{pd} =$	25	[mm]	Epaisseur
Matériau:	S 275		
$f_{ypd} =$	275,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	360,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

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

Classe =	4.6	Classe de tiges d'ancrage	
$f_{yb} =$	240,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	400,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	14	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	1,15	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,54	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$n =$	2	Nombre de rangées des boulons	
$e_v =$	68	[mm]	Entraxe

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	60	[mm]
$L_2 =$	640	[mm]
$L_3 =$	120	[mm]
$L_4 =$	100	[mm]

Platine

$l_{wd} =$	50	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	60	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur

BECHE

Profilé:	IPE 100		
$l_w =$	100	[mm]	Longueur
Matériau:	S 275		
$f_{yw} =$	275,00	[MPa]	Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L =$	1000	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	1000	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	900	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe	C20/25		
$f_{ck} =$	20,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage
 $f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression
 $C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 4$ [mm] Plaque principale du pied de poteau
 $a_w = 4$ [mm] Bêche

EFFORTS

Cas: 21: G TOITURE +1.5VS 20*1.00+4*1.50

$N_{j,Ed} = 16,33$ [kN] Effort axial
 $V_{j,Ed,y} = -0,00$ [kN] Effort tranchant
 $V_{j,Ed,z} = -0,04$ [kN] Effort tranchant

RESULTATS

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 1,15$ [cm²] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]
 $f_{ub} = 400,00$ [MPa] 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)]
 $F_{t,Rd,s1} = \beta * 0,9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$
 $F_{t,Rd,s1} = 28,15$ [kN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]
 $\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]
 $f_{yb} = 240,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon CEB [9.2.2]
 $F_{t,Rd,s2} = f_{yb} * A_b / \gamma_{Ms}$
 $F_{t,Rd,s2} = 23,00$ [kN] Résistance du boulon à la rupture CEB [9.2.2]
 $F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$
 $F_{t,Rd,s} = 23,00$ [kN] Résistance du boulon à la rupture

ARRACHEMENT DU BOULON D'ANCRAGE DU BETON

$f_{ck} = 20,00$ [MPa] Résistance caractéristique du béton à la compression EN 1992-1:[3.1.2]
 $f_{ctd} = 0,7 * 0,3 * f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$
 $f_{ctd} = 1,03$ [MPa] Résistance de calcul à la traction EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
 $\eta_1 = 1,00$ Coef. dépendant des conditions du bétonnage et de l'adhérence EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
 $\eta_2 = 1,00$ Coef. dépendant du diamètre du boulon d'ancrage EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
 $f_{bd} = 2,25 * \eta_1 * \eta_2 * f_{ctd}$
 $f_{bd} = 2,32$ [MPa] Adhérence de calcul admissible EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
 $h_{ef} = 640$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
 $F_{t,Rd,p} = \pi * d * h_{ef} * f_{bd}$
 $F_{t,Rd,p} = 65,33$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

ARRACHEMENT DU CONE DE BETON

$h_{ef} = 311$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]
 $N_{Rk,c}^0 = 7,5 [N^{0,5} / mm^{0,5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1,5}$
 $N_{Rk,c}^0 = 183,81$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.2.4]
 $s_{cr,N} = 933$ [mm] Largeur critique du cône de béton CEB [9.2.4]

$N_{Rk,c}^0 = 183,81$	[kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c_{cr,N} = 466$	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.4]
$A_{c,N0} = 10675,00$	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.4]
$A_{c,N} = 10000,00$	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.4]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$\psi_{A,N} = 0,94$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.4]
$c = 433$	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.4]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\psi_{s,N} = 0,98$		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]
$F_{t,Rd,c} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} / \gamma_{Mc}$			
$F_{t,Rd,c} = 77,9$	[kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de	EN 1992-1:[8.4.2.(2)]
$= 8$]	béton	

FENDAGE DU BETON

$h_{ef} = 640$	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	CEB [9.2.5]
$N_{Rk,c}^0 = 7.5[N^{0.5}/mm^{0.5}] * f_{ck} * h_{ef}^{1.5}$			
$N_{Rk,c}^0 = 543,06$	[kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.5]
$s_{cr,N} = 1280$	[mm]	Largeur critique du cône de béton	CEB [9.2.5]
$c_{cr,N} = 640$	[mm]	Distance critique du bord de la fondation	CEB [9.2.5]
$A_{c,N0} = 19067,12$	[cm ²]	Aire de surface maximale du cône	CEB [9.2.5]
$A_{c,N} = 10000,00$	[cm ²]	Aire de surface réelle du cône	CEB [9.2.5]
$\psi_{A,N} = A_{c,N}/A_{c,N0}$			
$\psi_{A,N} = 0,52$		Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage	CEB [9.2.5]
$c = 433$	[mm]	Pince minimale boulon d'ancrage-extrémité	CEB [9.2.5]
$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3*c/c_{cr,N} \leq 1.0$			
$\psi_{s,N} = 0,90$		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]
$\psi_{h,N} = (h/(2*h_{ef}))^{2/3} \leq 1.2$			
$\psi_{h,N} = 0,79$		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]
$F_{t,Rd,sp} = N_{Rk,c}^0 * \psi_{A,N} * \psi_{s,N} * \psi_{ec,N} * \psi_{re,N} * \psi_{ucr,N} * \psi_{h,N} / \gamma_{M,sp}$			
$F_{t,Rd,sp} = 94,12$	[kN]	Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton	CEB [9.2.5]

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$			
$F_{t,Rd} = 23,00$	[kN]	Résistance du boulon d'ancrage à traction	

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

$l_{eff,1} = 146$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1	[6.2.6.5]
$l_{eff,2} = 146$	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 26$	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$M_{pl,1,Rd} = 5,36$	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$M_{pl,2,Rd} = 5,36$	[kN*m]	Résistance plastique de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,1,Rd} = 826,51$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 1	[6.2.4]
$F_{T,2,Rd} = 209,23$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 2	[6.2.4]
$F_{T,3,Rd} = 46,00$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode 3	[6.2.4]
$F_{t,pl,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$			
$F_{t,pl,Rd} = 46,00$	[kN]	Résistance de la dalle pour le mode à la traction	[6.2.4]

RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION

$t_{wc} = 7$ [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(8)]
$b_{eff,t,wc} = 146$ [mm]	Largeur efficace de l'âme à la traction	[6.2.6.3.(2)]
$A_{vc} = 22,14$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$\omega = 0,90$	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.3.(4)]
$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$		
$F_{t,wc,Rd} = 237,23$ [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.3.(1)]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} = 46,00$ [kN]	Résistance de la semelle à la traction axiale	[6.2.8.3]
-------------------------	---	-----------

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,36 < 1,00$	vérifié	(0,36)
---------------------------------------	---------------	---------	--------

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 2,11$	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]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \alpha_{b,y} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 252,00$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 5,63$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \alpha_{b,z} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 252,00$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,37$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$	[6.2.2.(7)]
$A_{vb} = 1,54$ [cm ²]	Aire de la section du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 400,00$ [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction	[6.2.2.(7)]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[6.2.2.(7)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b f_{ub} A_{vb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 18,13$ [kN]	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]
$M_{Rk,s} = 0,06$ [kN*m]	Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion	CEB [9.3.2.2]
$l_{sm} = 50$ [mm]	Longueur du bras de levier	CEB [9.3.2.2]
$\gamma_{Ms} = 1,20$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.2]
$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M M_{Rk,s} / (l_{sm} \gamma_{Ms})$		
$F_{v,Rd,sm} = 2,11$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier	CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 168,45$ [kN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.4]
$k_3 = 2,00$	Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage	CEB [9.3.3]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,cp} = k_3 N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,cp} = 155,97$ [kN]	Résistance du béton à l'effet de levier	CEB [9.3.1]

ECRASUREMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y} = 639,8$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,y} = 0,62$	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)]
$\psi_{s,V,y} = 0,89$	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{ec,V,y} = 1,00$	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(f)]
$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(g)]
$\gamma_{Mc} = 2,16$	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]
$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,y} = 162,22$ [kN]	Résistance du béton pour l'écrasement du bord	CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} = 571,6$ [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(a)]
$\psi_{A,V,z} = 0,72$	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)]
$\psi_{s,V,z} = 0,92$	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]
$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$		
$F_{v,Rd,c,z} = 174,16$ [kN]	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)]
$N_{c,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 0,00$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$
 $F_{v,Rd,wg,y} = 186,67$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$
 $F_{v,Rd,wg,z} = 102,67$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$
 $V_{j,Rd,y} = 190,88$ [kN] 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)

$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$
 $V_{j,Rd,z} = 106,88$ [kN] 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)
--	---------------	---------	--------

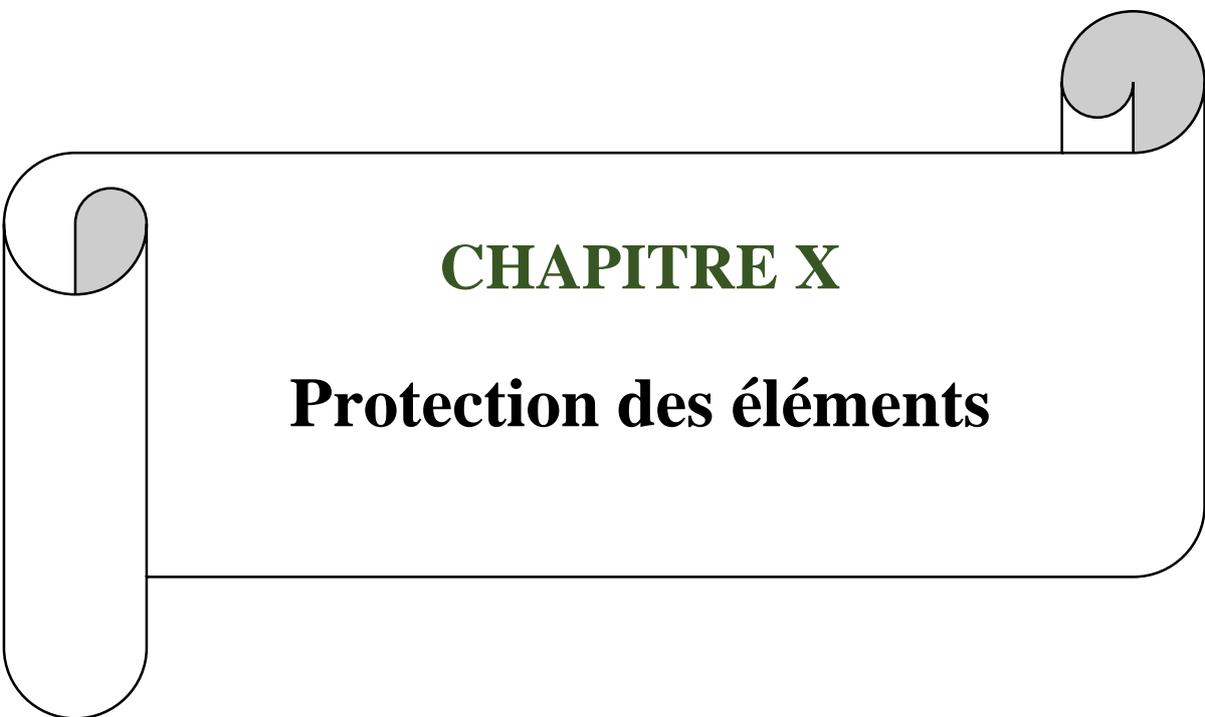
SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	2,81	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{\perp} =$	2,81	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{yII} =$	-0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]	
$\tau_{zII} =$	-0,02	[MPa]	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)]	
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)			$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			$0,02 < 1,00$	vérifié	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)			$0,02 < 1,00$	vérifié	(0,02)

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

BOULON D'ANCRAGE A LA RUPTURE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,36



CHAPITRE X

Protection des éléments

Introduction

L'acier présente quelques inconvénients parmi lesquels on cite la corrosion et le feu, chaque élément doit subir un traitement spécifique contre ces deux facteurs. Les types de protections diffèrent selon l'usage et l'implantation de l'édifice.

I. La corrosion

Comme tous les matériaux de construction, l'acier tend à s'oxyder, corroder et à se dégrader superficiellement lorsqu'il est soumis à des milieux corrosifs, atmosphères humides, agressions chimiques à la condensation, qu'il est en contact avec l'eau ou les sols. C'est un phénomène électrochimique qui entraîne la formation d'oxyde (Rouille = Oxyde de Fer + eau liée chimiquement). Dans le cas de l'acier ordinaire non protégé, la rouille est une matière pulvérulente, sans résistance mécanique et poreuse, ce qui permet la progression du phénomène à l'intérieur de la pièce et sa dégradation progressive. C'est pour cette raison qu'il est nécessaire de le protéger dans la plupart des cas, ou bien de lui assurer une autoprotection (aciers inoxydables, aciers à résistance améliorée à la corrosion).

En fonction du degré d'agressivité auquel est soumis l'ouvrage, de la durée de protection envisagée, des possibilités de mise en œuvre et d'entretien, et du coût, l'acier recevra une protection plus ou moins poussée selon ses fonctions dans la construction :

- Enveloppe : l'acier devra résister aux agressions extérieures (environnement) et éventuellement intérieures (condensation) ;
- Eléments porteurs : généralement peu exposés s'ils sont à l'intérieur des ouvrages, ils ne nécessitent pas de protections importantes. À l'extérieur, il faut en revanche assurer leur pérennité
- Esthétique : pour les éléments visibles, même si la corrosion n'est pas redoutée, il peut parfois être nécessaire d'appliquer des revêtements pour des raisons esthétiques et d'aspect.

Les pièces métalliques exposées (extérieures) doivent être étudiées pour éviter les rétentions d'eau, particulièrement aux liaisons poteaux/poutres et aux scellements sur des parois verticales ou sur des socles d'assise. Les pénétrations de structure dans la maçonnerie ou le béton sont particulièrement vulnérables et doivent être protégées avec soin. Les eaux de ruissellement, de lavage ou de condensation peuvent séjourner aux points de pénétration et attaquer les sections métalliques.

Les surfaces de ponts en acier sont soumises à de sévères conditions environnementales. Celles-ci ont donc besoin d'un niveau de protection suffisant contre la corrosion pour préserver leur intégrité structurale à long terme. Pour ce faire, quelques approches sont typiquement utilisées. La pièce d'acier peut être :

- Fabriquée à partir d'un alliage résistant à la corrosion (aciers patinables) ;
- Protégée par un revêtement ;
- Protégée par une combinaison de ces dernières.

Parmi les différents revêtements de protection utilisés, la peinture et la galvanisation sont des solutions communes. Un autre revêtement anticorrosion est de plus en plus populaire au Canada et aux États-Unis dans le domaine des ouvrages d'art : la métallisation.

La métallisation est un traitement anticorrosion qui consiste à projeter à grande vitesse un métal en fusion, habituellement du zinc pur à 99,9 %, sur la surface à protéger. Le zinc se solidifie instantanément au contact de la surface et crée une couche qui protège l'acier par isolement et par action sacrificielle. Il s'agit d'un processus électrochimique où un métal moins noble, tel le zinc, se corrompt préférentiellement à l'acier.



Figure X.1 : Corrosion dans les matériaux en acier.

1. Protection des structures en acier

La corrosion à le plus de risques de se produire lorsque l'on constate la présence :

- D'une humidité élevée (ce qui fournit l'eau essentielle, soit plus de 60 % d'humidité) ;
- une pollution atmosphérique (qui amène les impuretés, telles que sulfures) ;
- De calamine avec solutions de continuité : la calamine devient le pôle positif (cathode) et l'acier le pôle négatif (anode) qui se dissout ou se corrompt dans la cellule de corrosion.

Avant de décider comment protéger un acier quelconque, on doit se poser la question 'contre quoi ?' puis préparer la surface, enfin opter pour une protection.

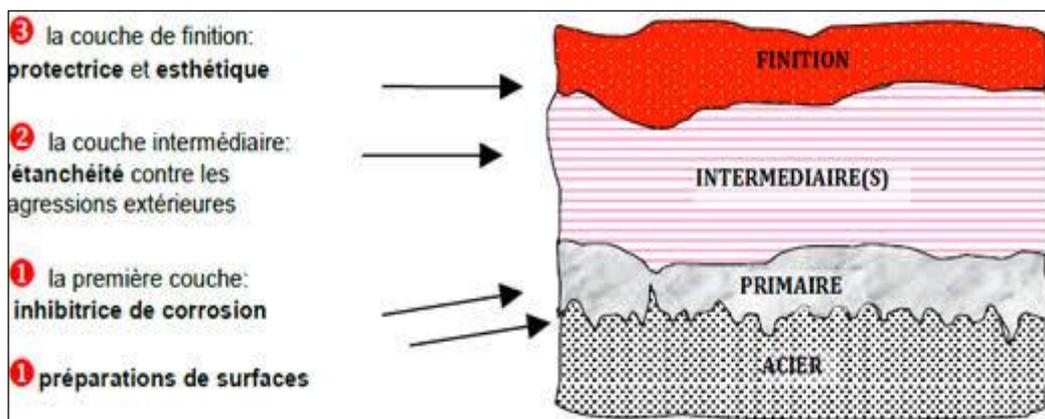


Figure X.2 : Protection par peinture.

1.1. Protéger avec quoi ?

La façon la plus pratique de protéger l'acier est d'appliquer une autre couche soit qui agisse comme anode (c'est-à-dire qui se dissout de préférence à l'acier), soit comme barrière ou les deux à la fois. Les revêtements protecteurs les plus répandus sont les peintures, la galvanisation à chaud, les projections de zinc ou d'aluminium ou l'un de ces trois derniers recouverts d'une couche de peinture.

1.2. Préparation de surface

La préparation des surfaces est l'étape préliminaire essentielle pour une bonne tenue du système de protection dans le temps, elle joue un rôle majeur dans la détermination de la valeur protectrice d'un revêtement. Pour les couches métalliques elle fait en général partie du procédé de fabrication et est prévue par les normes nationales et européennes. En ce qui concerne les peintures, le type et la norme de la préparation des surfaces doivent être spécifiés et inclus dans le traitement de la couche de protection. Qu'il faille enlever la calamine est d'une importance bien établie.

1.3. Protection par peinture

Les peintures n'ont pas qu'un rôle de décoration. Elles jouent aussi un rôle de revêtement protecteur. Cette protection est assurée soit par l'isolation de l'acier par rapport au milieu corrosif (de l'humidité et de l'oxygène), soit par une réaction électrochimique déclenchée par les pigments ou leurs produits de réaction avec l'acier.

Les premières couches (primaires) ont en effet un pouvoir inhibiteur. Les peintures antirouille usuelles sont le minium de plomb, le chromate de zinc, la poudre de zinc. L'oxyde rouge ferrique (dit improprement « minium de fer ») et la poudre d'aluminium sont aussi employés en primaires, bien que sans pouvoir antirouille spécifique. Dans le cas des tôles minces, la peinture doit être appliquée sur une base déjà galvanisée. Lorsque l'application se fait en usine en continu, on parle de (pré)laquage. La peinture joue alors un rôle protecteur pour la galvanisation qui elle-même protège l'acier.

Les surfaces d'acier protégées par galvanisation peuvent être peintes avec des peintures compatibles avec le zinc mais doivent être soigneusement dégraissées pour éviter le décollement de plaques de peinture. Il faut noter que la peinture ne doit pas être appliquée sur certaines surfaces (cas des assemblages par boulons HR précontraints certifiés à serrage contrôlé).

1.4. Protection par revêtement

Quelle que soit la manière dont on forme le revêtement de zinc ou d'aluminium sur la surface d'acier, son pouvoir protecteur contre la corrosion s'exerce avec la même efficacité, il est avant tout fonction de l'épaisseur de métal déposée.

1.5. Les aciers inoxydables

L'acier inoxydable est un alliage d'acier contenant au minimum 10,5 % de chrome et moins de 1,2 % de carbone. On l'utilise parfois, dans les bâtiments et les constructions industrielles, pour la décoration intérieure, des façades, auvents, fermetures et le matériel. La résistance à la corrosion atmosphérique que l'on associe à l'acier inoxydable provient surtout de sa teneur en chrome qui aide à la formation d'une mince couche d'oxyde protectrice qui a aussi un effet esthétique. Cette résistance à la corrosion peut être encore améliorée par l'addition de composants tels que le nickel, le molybdène, le titane.

L'acier inoxydable s'utilise sous forme de tôle en couverture, en façade, en habillage, en luminaire, en revêtement de sols, en serrurerie, dans les conduits de fumée, etc. Il s'utilise sous forme de tubes pour les structures et les canalisations, de fils pour les câbles ou les mailles tissées. Il existe même des armatures pour béton armé en inox pour améliorer la durabilité du béton. L'inox peut aussi se polir et se colorer de multiples façons avec une très grande variété d'aspects de surface.

1.6. Les aciers patinables

Ces aciers n'ont qu'une teneur de 1 à 2 % en éléments d'alliage, comme le cuivre, le chrome, le nickel et le phosphore. Ils sont plus résistants à la corrosion que des aciers similaires non alliés. Mais la couche protectrice ne se forme que lorsque l'acier est soumis à des intempéries régulières et cycliques.

La protection est réalisée une fois que le produit est exposé à l'atmosphère et à la pluie et qu'une couche brune foncée d'oxyde, qu'on appelle aussi patine, s'est formée. Cette couche d'oxyde est résistante et relativement étanche. Elle constitue donc un frein à la corrosion qui ne peut plus se poursuivre en profondeur. Toutefois, elle a tendance à s'user et ne fait que ralentir la corrosion. On peut aussi appliquer une peinture antirouille après sablage, notamment sur les parties cachées, ce qui améliore encore la durabilité du matériau.

Les intérieurs humides, les milieux immergés ou enterrés ne leur conviennent pas. Donc :

- L'utilisation de ce genre d'acier est interdite dans des milieux agressifs et pour des constructions en contact permanent avec de l'eau ou de l'humidité condensée ;
- Il faut aussi très soigneusement éviter toute possibilité de rétention d'eau qui finirait par provoquer une altération du matériau ;
- Par ailleurs, la formation de la couche protectrice qui peut durer plusieurs années, s'accompagne d'un dégagement de rouille qui peut salir les parties non ferreuses de la construction ;
- Il conviendra par conséquent de récolter toutes les eaux de ruissellement qui auront été en contact avec l'acier patinable ;
- Afin que cet acier ait une teinte plus ou moins uniforme, il sera préférable de procéder à un léger sablage des pièces avant leur mise en place. Là encore, il est conseillé de consulter des spécialistes pour la mise en œuvre.

Conclusion

- La corrosion suit des lois chimiques établies. Dans des conditions sèches, elle est en général inactive. Elle est très active dans des conditions humides.
- Le milieu humide dans lequel la corrosion se produit peut être soit acide, soit neutre, soit alcalin.
- La corrosion se produit aussi entre métaux différents, le moins noble étant détruit.
- L'acier demande à être protégé en milieu humide pour empêcher la corrosion d'intervenir.

II. L'incendie

1. Introduction

Tous les matériaux de construction voient leur résistance diminuer sous l'effet d'une augmentation de température. L'acier est un matériau incombustible dont la résistance décroît dès lors que sa température dépasse environ 550 °C. Ce seuil, où la résistance devient insuffisante, est appelé température critique. En revanche, l'acier retrouve toutes ses caractéristiques lors du refroidissement.

2. Déroulement du feu

Des règlements de conception des structures soit en béton, acier ou mixte sont proposés aux concepteurs afin de limiter autant que possible ce risque, la manière la plus efficace de lutter contre les effets d'un incendie est d'éviter son déclenchement ainsi que sa propagation.

2.1. Triangle du feu

Pour qu'un feu (une combustion) prenne naissance, trois conditions doivent être réunies Simultanément:

- **Présence d'un combustible** : matière inflammable solide: (bois, charbon, papier..). Liquide:(essence, alcools...) ; gazeux: (butane, propane...)
- **Présence d'un carburant** : corps qui se combinant avec le combustible qui permet la combustion (oxygène, air, peroxyde...)
- **source d'inflammation** : source d'énergie nécessaire au démarrage de la combustion (Flamme étincelle décharge électrique...).

Ces trois composantes sont souvent représentées graphiquement sous forme d'un triangle Appelé triangle du feu.

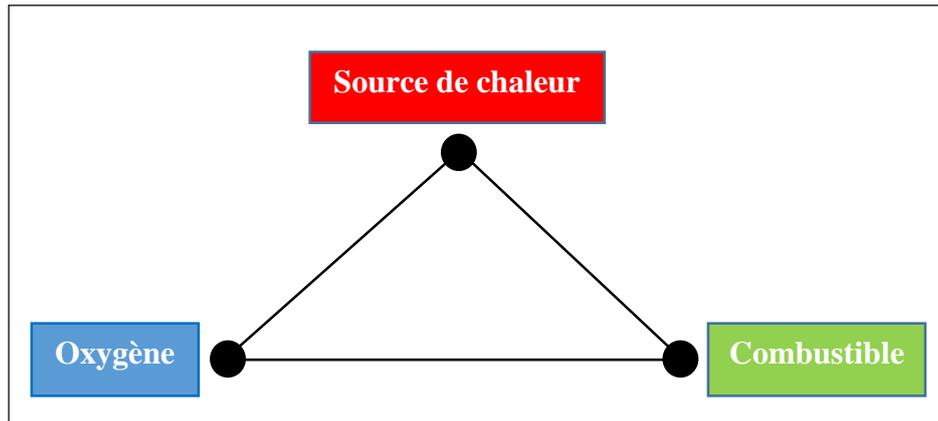


Figure X.3 : Triangle du feu.

2.2. Développement d'un incendie

L'incendie reste un risque permanent qui doit être pris en compte lors de la construction, il comporte une phase de développement où la température s'élève, puis une phase de décroissance où cette température diminue.

Les caractéristiques d'un incendie comportent :

- **Une phase de croissance** : La durée de cette phase dépend principalement des caractéristiques du compartiment. Le feu reste localisé jusqu'à une généralisation probable du feu.
- **Une phase de décroissance** : Le feu commence à diminuer jusqu'à ce que tous les matériaux de construction combustibles aient complètement brûlé et voient leur résistance diminuer et perdent leur résistance mécanique, en effet, la rigidité des éléments constitutifs (colonnes, poutres et nœuds), diminue progressivement jusqu'à la ruine sous l'effet d'une augmentation de température.

3. Feu normalisé ISO834

Le feu conventionnel est caractérisé par une température ambiante qui augmente de façon continue avec le temps mais avec un taux de croissance. Une courbe logarithmique est utilisée en laboratoire pour modéliser le feu la valeur de durée de résistance au feu n'indique pas la durée réelle pendant laquelle une composante résiste dans un incendie de bâtiment. Elle constitue une comparaison indiquant la sévérité d'un incendie auquel la composante peut résister.

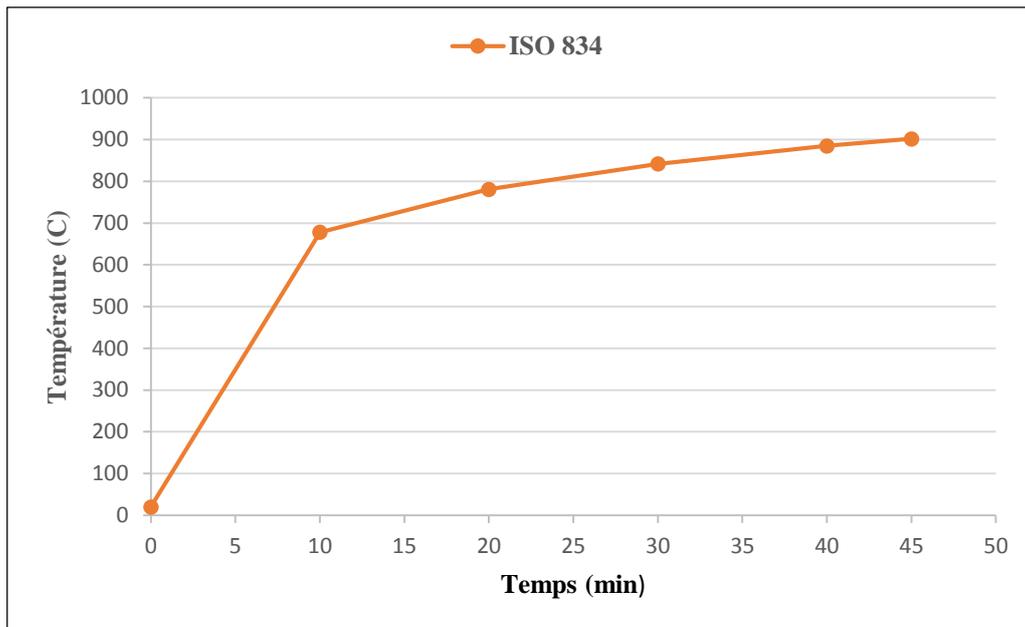


Figure X.4 : Valeurs température–temps pour la courbe ISO834.

L'élévation de température en fonction du temps correspond à la courbe ISO834 définie par l'équation ci-dessous :

$$\theta_g = \theta_o + 345 \log(8t + 1)$$

Avec :

θ_g : Température normalisée en °C ;

θ_o : Température initiale en °C ;

t : Temps en minutes.

4. Calcul des températures dans les éléments

Les exigences réglementaires de protection contre l'incendie sont établies en fonction des types de bâtiment et de leur taille, sachant que la fumée est le risque majeur en cas de sinistre. Elles visent avant tout la sécurité des personnes.

Les risques pris en compte sont donc de deux ordres :

- Les risques actifs : le risque d'éclosion de l'incendie et l'évaluation des potentiels calorifiques des locaux par la détermination de la masse combustible inhérente à un bâtiment : matériaux de construction, mobilier, décoration... ;
- Les risques passifs : la fragilisation de la structure qui peut entraîner une perte de stabilité et la ruine éventuelle d'un bâtiment.

L'acier est incombustible et n'aura donc aucune influence sur la naissance d'un incendie. Par contre, les constructions métalliques n'affichent ni une bonne résistance au feu, ni une grande stabilité (exigence R) en cas d'incendie. Deux critères s'avèrent ici prépondérants :

4.1. Massivité du profilé

Le facteur de massivité est défini comme le rapport entre le périmètre de la section exposée au feu et la surface de la section. Le facteur de massivité de l'élément (généralement exprimé en m-1). Il faut noter que ce facteur varie de manière inverse à la massivité.

- La poutre est protégée par la dalle en béton, donc exposée au feu sur trois faces ;
- Les colonnes sont exposées au feu sur toutes les faces.

$$\frac{Am}{V} = \frac{\text{Périmètre exposé au feu}}{\text{Air de la section d'acier}}$$

$$\frac{Am}{V} = \frac{2h + nb - 2t_w}{A_{profilé}}$$

Plus la massivité ne sera élevée, mieux le profilé résistera à l'échauffement dû au feu. Deux (02) exemples pour mieux comprendre :

- Il s'agit du rapport entre la section du profilé et le périmètre sollicité. Un profilé IP200 est beaucoup plus fin et affiche une meilleure massivité qu'un lourd profilé HEM300.
- Un IPE200 sollicité sur 4 faces affiche une massivité inférieure à celle d'un IPE200 sollicité sur deux faces. Le périmètre sollicité est en effet nettement inférieur.

4.2. Température critique de l'acier

Il s'agit de la température à laquelle l'acier se rompt et ne peut plus supporter la charge. Cette température est déterminée à partir des éléments suivants :

- Massivité du profilé ;
- Charge du profilé ;
- Répartition de la température à l'intérieur du profilé ;
- Type de courbe de feu (température ambiante).

On devrait donc pouvoir déterminer pour chaque profilé s'il répond ou non à la norme de résistance au feu imposée. Concrètement, cela n'arrive toutefois que rarement car ce calcul s'avère très fastidieux.

5. Les différents traitements de protection

Le risque d'incendie existera toujours puisqu'il est impossible de n'utiliser que des produits incombustibles dans les bâtiments, aussi le respect et la mise en place d'un ensemble de mesures de prévention adéquates et leur prise en compte dans la conception du bâtiment sont essentiels pour limiter et maîtriser le risque incendie.

La prévention contre l'incendie est divisée en deux types de protection :

- **La protection active** : qui consiste à mettre en place des dispositifs qui se déclenchent lorsque la température s'élève et contribuent soit à éteindre l'incendie, soit à alerter les personnes présentes ;



Figure X.5 : Protection par système d'alerte.

- **La protection passive** : par un revêtement approprié appliqué sur ou contre les structures à protéger (béton, plâtre, peintures intumescentes) et des dispositions constructives (compartimentage, paroi coupe-feu).

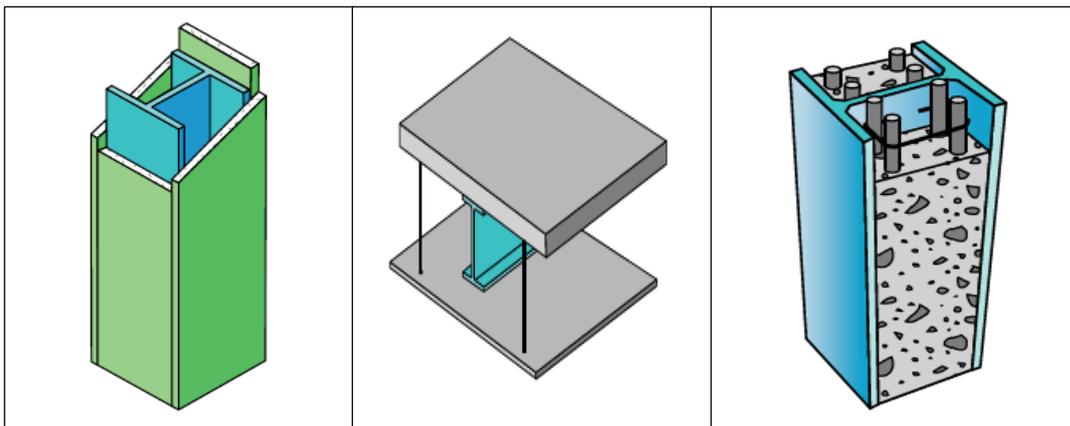


Figure X.6 : Protection par revêtement.

La combinaison de plusieurs de ces dispositions permet de réduire les risques et de satisfaire les trois exigences auxquelles doit répondre tout bâtiment en cas d'incendie : évacuation des occupants, intervention des secours et limitation de la propagation du feu.

5.1. Peinture intumescente

L'application d'une peinture intumescente en fine couche est un moyen rapide d'assurer une protection incendie jusqu'à 120 minutes sur les éléments aciers structurels. Le visuel de la peinture intumescente est similaire à la peinture classique et disponible en divers aspects, du mat au brillant. A température ambiante la peinture intumescente est inerte. Cependant lors d'un incendie, la montée en température provoque une réaction chimique qui entraîne un gonflement de son épaisseur d'origine.

Cette expansion de la peinture, pouvant correspondre jusqu'à 50 fois l'épaisseur de la couche initiale, génère une couche isolante et mousseuse. D'une manière générale il s'agit d'une peinture qui "gonfle" au contact de la chaleur et crée une couche isolante autour de l'élément structure.

Tout coffrage secondaire des éléments de structure doit par conséquent être dimensionné pour permettre, en cas d'incendie, l'expansion de la peinture intumescente et en assurer la performance coupe-feu.

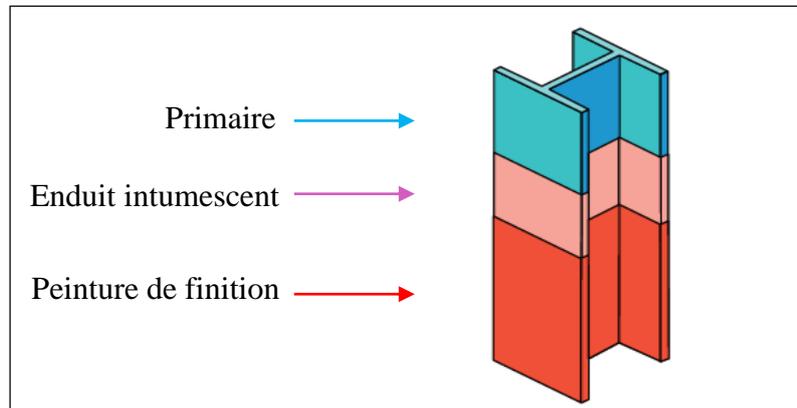


Figure X.7 : Protection par peinture intumescente.

5.2. Protection de poutres aciers par panneaux

Les systèmes de panneaux coupe-feu proposent un traitement incombustible, d'un très bon rapport performances/coûts, pouvant protéger des éléments aciers structurels jusqu'à 240 minutes. Ces panneaux sont disponibles dans un large éventail de matériaux.

Les systèmes de panneaux coupe-feu offrent une grande durabilité, une résistance à l'humidité et contribuent à l'isolement acoustique.

Certains panneaux peuvent recevoir une finition décorative peinture ou plâtre pour assurer une meilleure esthétique.

5.3. Les plaques

Elles isolent thermiquement la structure contre les effets du feu. Elles permettent à celle-ci de supporter ses charges tout au long de la durée requise (de trente minutes à quatre heures). Deux types de produits se partagent le marché : ceux de faible densité minérale (<180 kg/m³) et ceux de forte densité minérale à base de matériaux comme le plâtre, la vermiculite ou le silicate de calcium.

Ces produits sont simples à poser. Ils se fixent à l'aide d'agrafes, de clous, de vis ou de colles spéciales. L'épaisseur dépend de la résistance au feu exigée, du facteur de massivité A/V ainsi que de la température critique.

5.4. Les produits projetés (flocage)

Ce type de protection est utilisé sur des éléments de structure non apparents (plafonds suspendus ou poutres en treillis, par exemple). Ces produits, réalisés à base de plâtre, de vermiculite ou de mélange, sont fibreux ou pâteux. Ils s'appliquent par projection ou manuellement.

Ce système est peu onéreux et la mise en œuvre rapide. Il se prête à la protection de détails constructifs complexes. Toutefois, l'épaisseur est difficile à contrôler. De plus, le flocage fibreux n'est pas propre, et il nécessite l'utilisation d'équipements de protection sanitaire.

Donc, il s'agit de l'application par projection d'un revêtement (base minérale) isolant la structure.

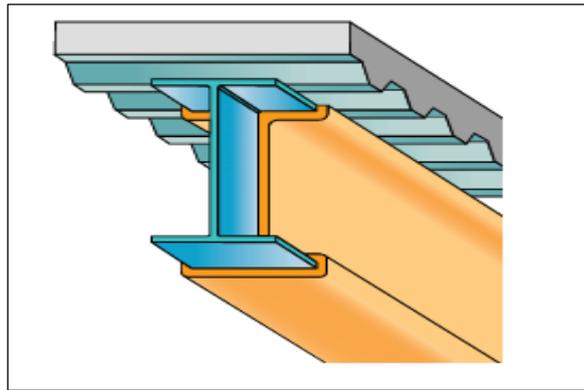


Figure X.8 : Protection par produits projetés.

5.5. Les structures mixtes

Il s'agit de marier la structure acier au béton. Par exemple, un tube enrobé ou rempli de béton, ou une poutrelle enrobée sur l'aile. Pour les fondations, cette approche peut être intéressante avec des bâtiments à forte charge. Selon la réalisation et le choix de la géométrie, on obtient une protection au feu comprise entre trente minutes et quatre heures. C'est une solution économiquement viable.

Sa mise en œuvre demande des compétences mixtes acier béton et une organisation spécifique du chantier entre les lots métal et béton.

5.6. Les systèmes (plancher à poutres intégrées)

Ces systèmes sont constitués de profilés métalliques dont l'aile inférieure sert de support à des dalles de béton préfabriquées ou à des tôles nervurées de grande hauteur.

Le plancher complet est de faible épaisseur (environ 300 mm) et la résistance au feu de soixante minutes environ. Les coûts unitaires par mètre carré sont plus élevés que ceux d'une dalle conventionnelle, tout en demeurant compétitifs.

5.7. L'alarme anti-incendie

Les systèmes d'alarme incendie le plus souvent basés sur la détection de chaleur et/ou de fumée font en sorte que les occupants soient alertés à un stade précoce de l'incendie, de sorte que le

temps disponible pour l'évacuation soit maximum. Les systèmes d'alarme incendie permettent une intervention rapide des services d'incendie, ce qui réduit le risque d'embrasement généralisé et l'étendue des dommages.

Afin qu'un incendie ne puisse pas se propager rapidement et pour la sécurité des occupants, l'installation d'une alarme anti-incendie reliée à des détecteurs de fumée est très importante. Cette alarme permet d'évacuer rapidement et d'intervenir le plus tôt possible.

5.8. Ventilation

Il est essentiel de ne pas garder la chaleur et la fumée dans le bâtiment mais de les évacuer aussi vite que possible vers l'extérieur. La propagation dans le bâtiment de la fumée et de la chaleur peut, non seulement mettre les occupants en grand danger, mais aussi entraver l'action des services d'incendie.

5.9. Sprinkler

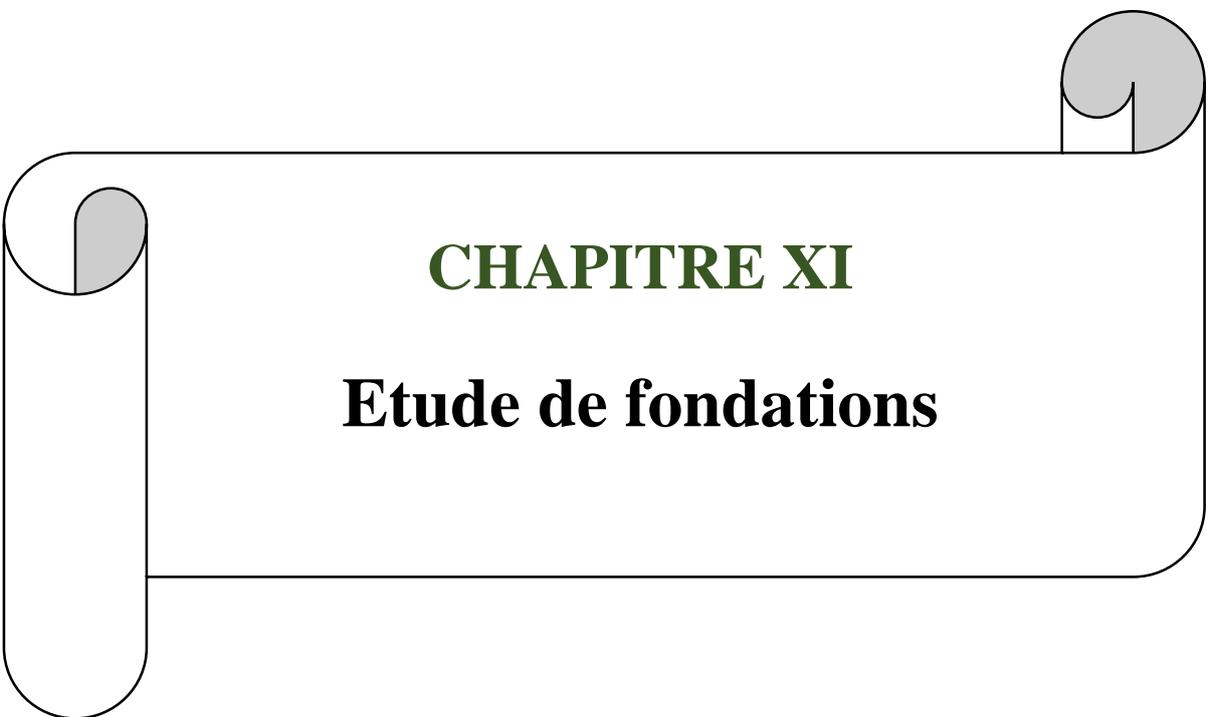
Une installation de sprinklage contribue tout d'abord à limiter l'incendie, évitant ainsi sa propagation. Ensuite, le dégagement de fumée est limité et avec lui le risque de dégâts corporels. Comme la température reste relativement faible, les dommages au contenu du bâtiment et à la structure elle-même sont limités. D'une manière générale le sprinkler maîtrise le début d'incendie et limite l'extension du feu.

5.10. Compartimentage

La division d'un immeuble en plusieurs espaces qui sont séparés par des murs coupe-feu est un moyen efficace pour réduire les effets d'un incendie. Le compartimentage tient ainsi une place importante dans tous les codes de construction nationaux.

Conclusion

La résistance au feu a pour but de préserver la stabilité et de s'opposer à la propagation rapide du feu pendant le temps nécessaire à l'alarme et à l'évacuation des occupants, elle se mesure, pour un élément structurel par son temps de ruine. Cela pour obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants afin que le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.



CHAPITRE XI

Etude de fondations

1. Introduction

Les fondations sont les éléments de l'infrastructure qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure et dont le rôle est de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol.

Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Il existe trois (03) types de fondation :

- Fondations superficielles : Elles incluent :
 - Semelle isolée sous poteau ;
 - Semelle filante sous plusieurs poteaux ;
 - Semelle filante continue sous mur ;
 - Radiers généraux.
- Fondations semi-profonde : Elles incluent :
 - Semelle sous puits.
- Fondations profondes : Elles incluent :
 - Semelle sous pieux ;
 - Semelle sous parois moulées.

✓ On opte pour des semelles isolées.

2. Choix de type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement de ces facteurs suivants en tenant compte de la sécurité et de l'économie :

- La capacité portante du sol d'assise ;
- La nature et le poids de la superstructure ;
- Le taux de charges transmises ;
- La distance entre axe des poteaux ;
- L'environnement.

On choisit de les semelles isolées ce choix fera l'objet de différentes vérifications.

Le choix de type de fondation, doit aussi satisfaire certains critères qui sont :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité d'exécution.

I. Pré-dimensionnement des fondations superficielles

Les fondations seront calculées suivant les deux sens, longitudinal et transversal, sous les combinaisons suivantes données par le (BAEL 91/99) et (RPA99/2003) :

ELS : $G + Q$

ELU : $1,35G + 1,5Q$

Sismique : $G + Q + E$

En tenant compte de la nature du sol, le type du projet et l'ensemble des résultats laboratoire, nous avons :

- Des fondations superficielles ancrées à environ 1,5 m de profondeur ;
- La contrainte admissible donnée dans le rapport de sol est 1,75 bar ;
- $\delta_{sol} = 1,75 \text{ bar} = 0,175 \text{ Mpa} = 175 \text{ KN/m}$.

Les Charges à prendre en considération sont résumés dans le tableau XI.1 :

Tableau XI.1 : Sollicitations à la base du poteau le plus sollicité.

	$N_{sd} \text{ (KN)}$	$V_{sd} \text{ (KN)}$	$M_{sd} \text{ (KN.m)}$
ELS	1 315,29	183,10	531,59
ELU	1 858,28	47,58	86,26

1. Dimensionnement de la semelle

1.1. Déterminer les dimensions de la semelle

D'après le règlement BAEL91 modifié 99 :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{a}{b} \times B \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b N_{sd}}{a \delta_{sol}}} \\ B = \frac{b}{a} \times A \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a N_{sd}}{b \delta_{sol}}} \end{cases}$$

Nous avons : $\begin{cases} a = 30 \text{ cm} \\ b = 54 \text{ cm} \end{cases}$

Donc :

$B = \sqrt{1,8} \sqrt{7,52} \rightarrow B \geq 3,67 \text{ m}$

$A = \sqrt{0,56} \sqrt{7,52} \rightarrow A \geq 2,05 \text{ m}$

On opte pour une semelle isolée rectangulaire de dimension (3,70 m x 2,10 m)

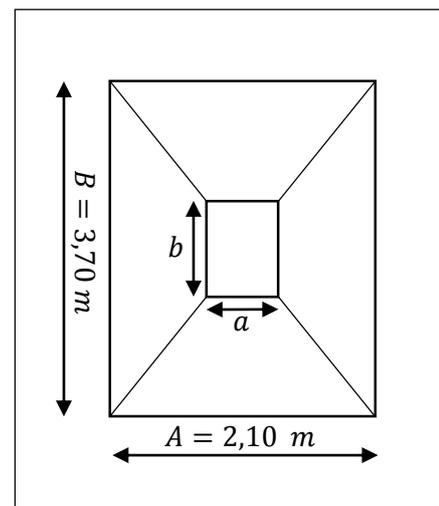


Figure XI.1 : Dimensions de la semelle.

1.2. Déterminer d et h

$$h = d + 50 \text{ mm} \geq d_{\min} \text{ (Art 4.19 RPA99/2003)}$$

Avec :

$$d \geq \max\left(\frac{B - b}{4}; \frac{A - a}{4}\right)$$

$$d \geq \max\left(\frac{370 - 54}{4}; \frac{210 - 30}{4}\right) = 79 \text{ cm}$$

$$d = 79 \text{ cm} > d_{\min} = 40 \text{ cm}$$

Donc :

$$h = 79 + 5 = 84 \text{ cm}$$

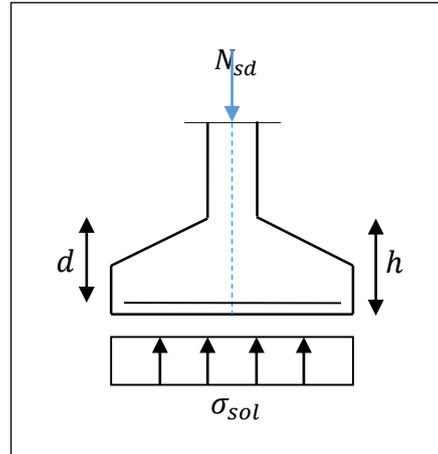


Figure XI.2 : Contraintes agissent sur les fondations.

1.3. Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera à l'état limite ultime et de service :

❖ A l'état limite ultime (ELU)

La formule est donnée comme suit :

$$A_u = \frac{N_u(B - b)}{8d\sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ Mpa}$$

$$A_u = \frac{1858,28 (370 - 54)}{8 \times 79 \times 347,83 \cdot 10^{-1}} = 26,71 \text{ cm}^2$$

❖ A l'état limite de service (ELS)

La loi est donnée comme suit :

$$A_s = \frac{N_s(B - b)}{8d\sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{1315,29 (370 - 54)}{8 \times 79 \times 266,66 \cdot 10^{-1}} = 18,91 \text{ cm}^2$$

On opte pour un ferrailage (voir annexe 09) de

$$A_{st} = 28,15 \text{ cm}^2 = 14HA16$$

❖ **Détermination de la hauteur du patin**

$$e \geq \max(6\phi + 6\text{cm} ; 15\text{cm})$$

$$e \geq \max(6(16) + 6\text{cm} ; 15\text{cm}) = \mathbf{16 \text{ cm}}$$

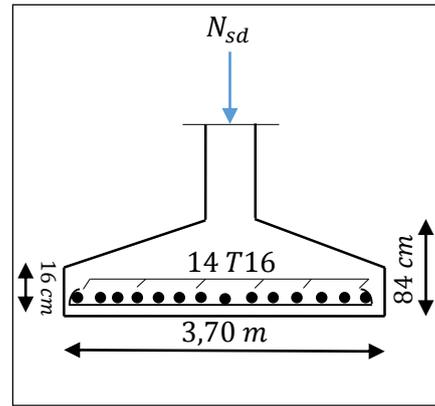


Figure XI.3 : Ferrailage des semelles isolées.

1.4. Vérification des contraintes

La vérification de contraintes doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{moy} = \left(\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \right) < \sigma_{sol}$$

Avec :

$$Poids\ propre = 3,70 \times 2,10 \times 0,84 \times 25 = \mathbf{163,17 \text{ KN}}$$

$$P_{ser} = N + P_p = 1315,29 + 163,17$$

$$P_{ser} = \mathbf{1\ 478,46 \text{ KN}}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{P_{ser}} = \frac{531,59}{1478,46} = 0,36 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0,62 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \left(1 - 6 \frac{e_0}{B} \right) \frac{N}{S} = \mathbf{79,20 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_2 = \left(1 + 6 \frac{e_0}{B} \right) \frac{N}{S} = \mathbf{285,42 \text{ KN/m}^2}$$

$$\sigma_{moy} = \left(\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \right) = \mathbf{130,76 \text{ KN/m}^2}$$

Donc :

$$\sigma_{moy} = 130,76 \text{ KN/m}^2 < 175 \text{ KN/m}^2 \quad \rightarrow \quad \mathbf{Condition\ vérifiée}$$

II. Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction. Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

Pour un sol de type S3 (sol meuble) les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont de $25\text{ cm} \times 30\text{ cm}$. (RPA 99/2003 chapitre V10.1.1b)

1. Vérification de la résistance à la traction

1.1. Vérification à l'état limite ultime

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max\left(\frac{N}{\alpha}; 20\text{ KN}\right)$$

Avec :

N : Effort normal maximal ;

$\alpha = 10$: Coefficient en fonction de la zone sismique (zone III) et de la catégorie de site considéré (site meuble S3) donné par le (RPA 99/2003).

Donc :

$$F = \max\left(\frac{1858,28}{10}; 20\right)$$

$$F = \mathbf{185,83\text{ KN}}$$

1.2. Vérification à l'état limite de service

Les longrines doivent satisfaire la condition suivante :

$$F = \max\left(\frac{N}{\alpha}; 20\text{ KN}\right)$$

$$F = \left(\frac{1315,29}{10}; 20\right)$$

$$F = 131,53\text{ KN}$$

Donc :

$$F = \max(185,83; 131,53) = 185,83\text{ KN}$$

$$F = \mathbf{185,83\text{ KN}}$$

2. Calcul du ferrailage

2.1. Armatures longitudinales en traction simple

$$A_{stU} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{185,83}{347,83} = 5,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{stS} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{131,53}{266,66} = 4,93 \text{ cm}^2$$

2.2. Ferrailage minimum selon le RPA99/Version 2003

Le RPA exige un ferrailage minimum $A_{st} = 0,6\%B$

$$A_{min} = 0,6\% \cdot B \cdot H$$

$$A_{min} = 0,6\% (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$$

Nous avons donc :

$$A_{st} = \max(A_{min}; A_s)$$

$$A_{st} = \max(5,34; 4,5) = 5,34 \text{ cm}^2$$

Donc :

On opte pour un ferrailage (voir annexe 09) de $A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 = 6HA12$

2.3. Condition de non fragilité

Pour qu'une section en béton armé soumise à la traction ou à la flexion soit considérée comme non fragile, la relation suivante doit être vérifiée :

$$A_{st} < 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,3 \times 0,25 \frac{2,1}{400} = 3,94 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2 > 0,23 \frac{bd f_{t28}}{f_e} = 3,94 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

2.4. Calcul des armatures transversales

La section minimale des armatures transversales est égale à :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_{min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{840}{35}; 10; \frac{540}{10}\right) = \min(24; 10; 54)$$

$$\varphi_t = \mathbf{10\ mm}$$

On opte pour des armatures (voir annexe 09) de $\varnothing 10$ soit $4HA10 = 3,14\ cm^2$

2.5. Calcul d'espacement des cadres

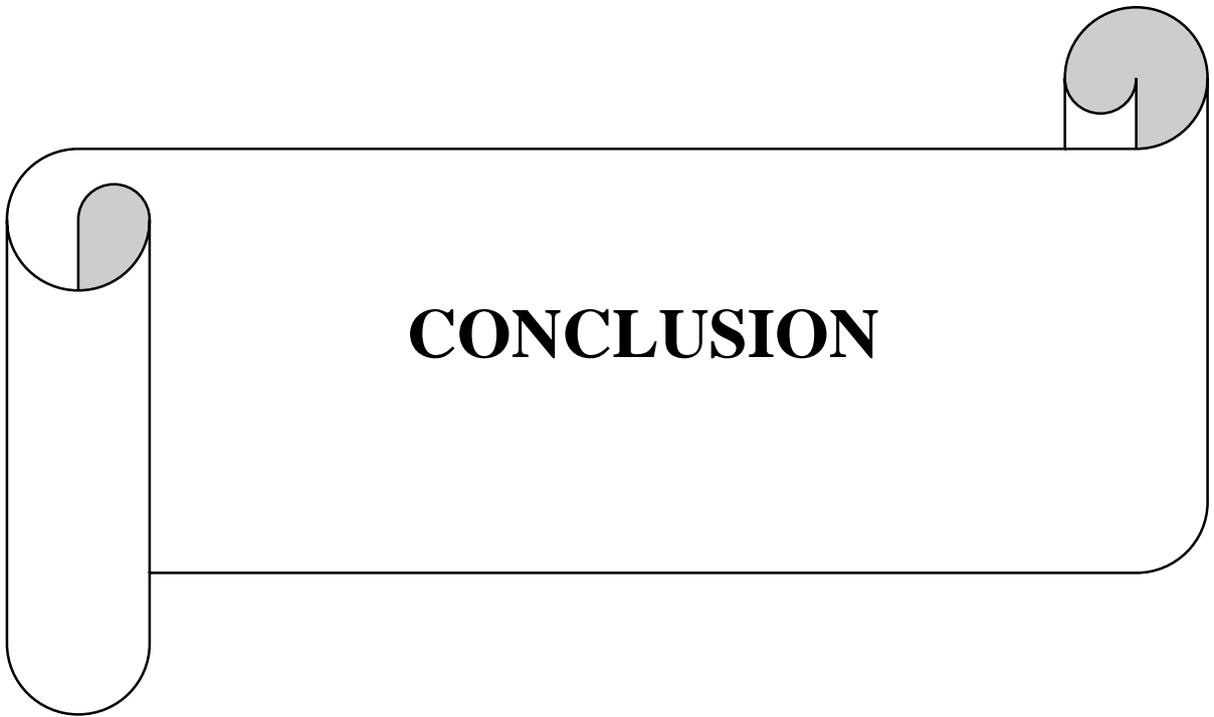
Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20\ cm ; 15\varphi_t)$$

$$S_t \leq (20 ; 15)$$

$$S_t = \mathbf{10\ cm}$$

On adopte un espacement de $10\ cm$.



CONCLUSION

Conclusion

L'étude menée dans le cadre de ce projet de fin d'étude fut une expérience enrichissante qui nous a permis d'approcher tout peu du domaine pratique ainsi que d'acquérir des nouvelles connaissances et de mettre en pratique sur un cas réel les notions fondamentales de dimensionnement des éléments résistants d'une construction métallique.

L'ouvrage réalisé est un bâtiment (R+2) en construction métallique à usage de stockage, réalisé à la wilaya de TIPAZA (zone d'activité de FOUKA). L'étude de ce projet de fin d'étude nous a permis d'élargir et d'approfondir nos connaissances en passant par les étapes suivantes :

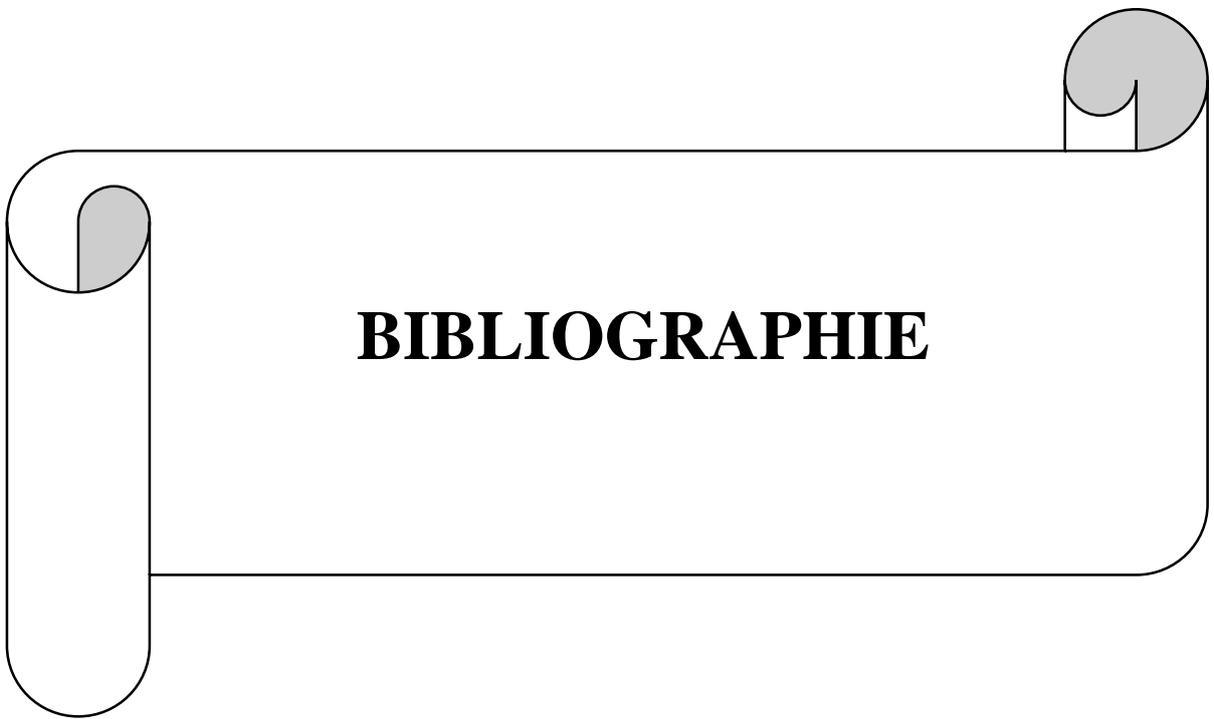
- Pré-dimensionnement et le dimensionnement des différents organes constituant cet ouvrage suivant les règles mises au point par les différents règlements de calcul ;
- Faire le calcul tridimensionnel et dynamique en procédant à des logiciels de calcul tel que « ETABS et ROBOT » ;
- Les vérifications des éléments porteurs face aux différents phénomènes d'instabilités conformément aux règlements en vigueur.

Par ailleurs, au cours de cette étude nous nous sommes parvenu à certaines conclusions qui sont :

- L'acier permet de construire des ouvrages très importants du point de vue : capacité portante, légèreté, ce qui permet de construire sur des sols ayant une faible capacité portante ;
- L'utilisation des logiciels de calcul est primordiale dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité ainsi qu'un gain de temps, mais elle doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure ;
- Les actions du séisme sont les plus défavorables dans les structures métalliques avec plancher mixte acier-béton et à étages multiples ;
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures ;
- La stabilité d'ensemble est obtenue à partir de la rigidité des connexions et de l'utilisation de systèmes de contreventement.

Malgré les entraves rencontrées tout au long de ce projet, nous avons utilisé toutes les possibilités pour présenter une étude bien détaillée et rendre ce travail à l'abri des erreurs possibles car toute œuvre humaine n'est jamais parfaite et nul n'est omniscient.

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous a acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans notre future vie professionnelle.



BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

Règlements

1. DTR C 2-4.7 : « *Règlement Neige et Vent version 2013 (RNV2013)* » Centre National d'Etude et de Recherche Intégrés du Bâtiment ;
2. DTR B.C 2.2 : « *Charges permanentes et charges d'exploitations* » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS ;
3. EUROCODE 3 : « *Calcul des structures métalliques et document d'application nationale* » Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR)
4. EUROCODE 4 : « *Calcul des structures mixtes acier-béton et document d'application nationale* » Éditée et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR)
5. DTR B.C 2.44 : « *Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier (CCM97)* » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS ;
6. DTR B.C 2.48 : « *Règlement Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003)* » Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique CGS ;
7. BAEL 91/99 : « *Règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites - BAEL 91 révisé 99* » Avril 99 ;

Ouvrages

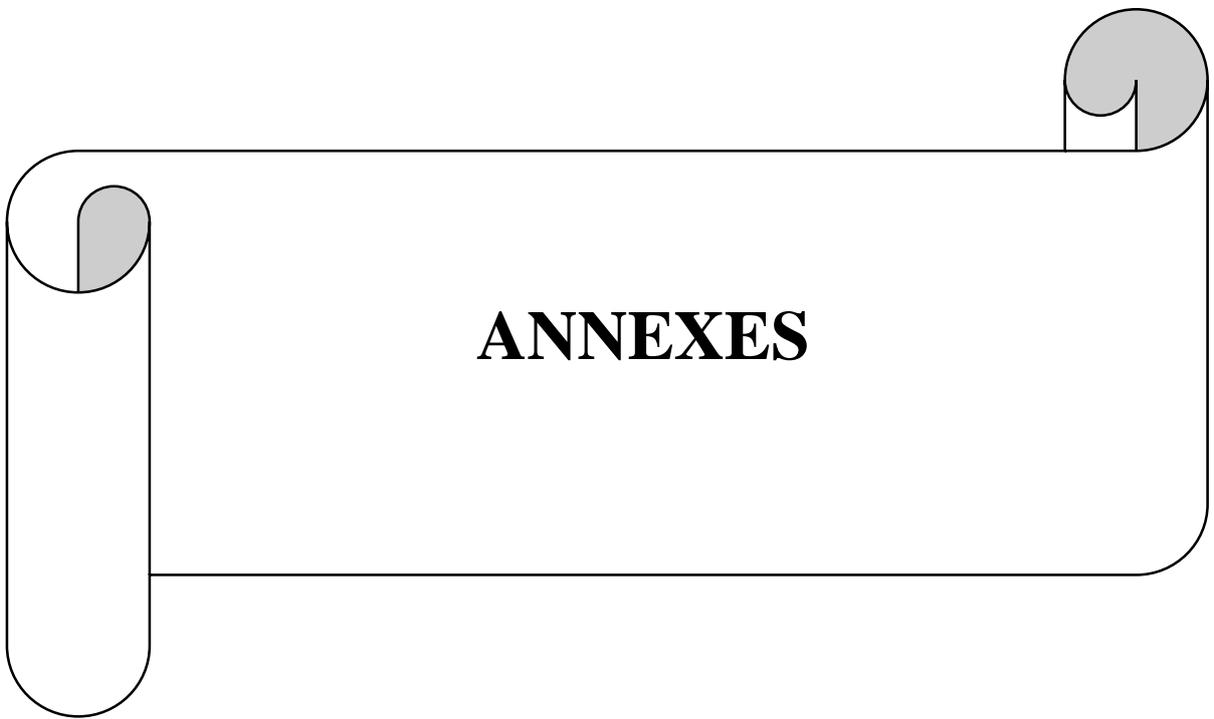
1. DAHMANI Lahlou, « *Calcul des éléments résistants d'une construction métallique* », Office des publications universitaires.

Webographie

1. <http://www.polyvet.iutrs.unistra.fr> Gamme de profilés européenne.

Logiciels

1. ETABS : « *Extented Three dimentional Analysis of Building Systems Version 9.7* » ;
2. ROBOT : « *Autodesk Robot Structural Analyses Professional version 2017* ».



ANNEXES

ANNEXE 01
Catégories de terrain

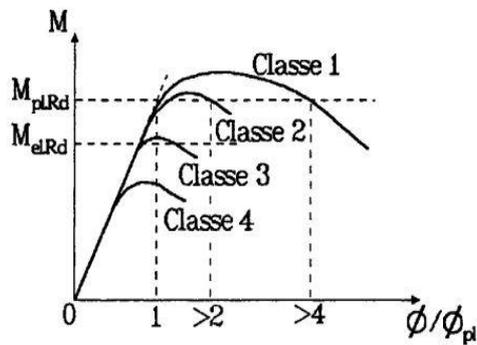
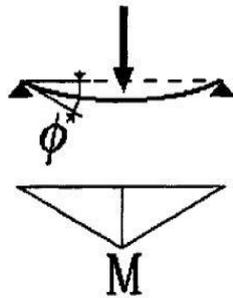
Catégorie de terrain	K_T	$z_0 (m)$	$z_{\min} (m)$	ε
0 mer, ou zone côtière exposée aux vents de mer.	0.156	0.003	1	0.38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tout obstacle.	0.170	0.01	1	0.44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins de 20 fois leur hauteur.	0.190	0.05	2	0.52
III Zones à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus de 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0.215	0.3	5	0.61
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0.234	1	10	0.67

ANNEXE 02

Principe de classification des sections (cas de la flexion simple)

- (1) Quatre classes de sections transversales sont définies:
- Classe 1 - Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
 - Classe 2 - Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
 - Classe 3 - Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.
 - Classe 4 - Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

(1) C Des lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées ci-dessous, mettant en évidence la résistance et la capacité de rotation qui peuvent être atteintes avant apparition du phénomène de voilement local (correspondant à l'affaissement de la loi de comportement), tout risque de déversement étant empêché.



Activer Windows

Accédez aux paramètres de votre ordinateur

ANNEXE 03

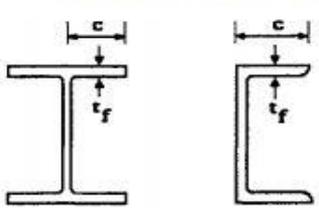
Rapports largeur maximaux pour parois comprimées

Tableau 5.3.1 (Feuille 1)		Rapports largeur maximaux pour parois comprimées		
(a) <u>Ames</u> : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)				
<p align="center">$d = h - 3t \quad [t = t_f = t_w]$</p>				
Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \varepsilon$	$d/t_w \leq 33 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \varepsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \varepsilon$	$d/t_w \leq 38 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \varepsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \varepsilon$	$d/t_w \leq 42 \varepsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \varepsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \varepsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$	
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

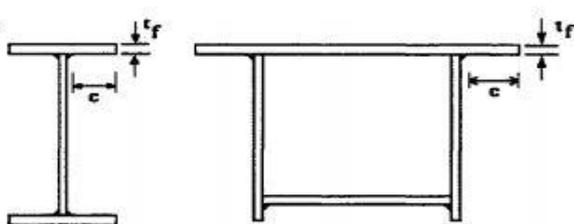
ANNEXE 04

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

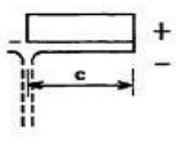
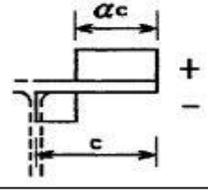
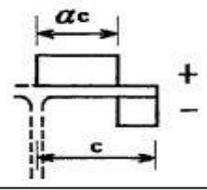
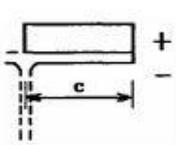
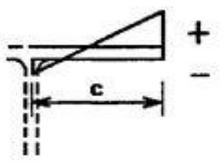
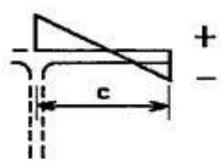
(b) Parois semelles en console :



Sections laminées

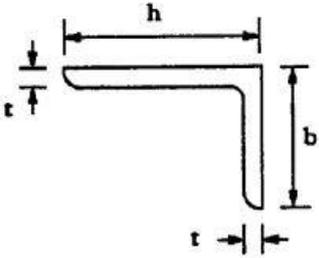
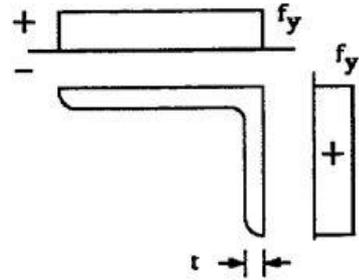
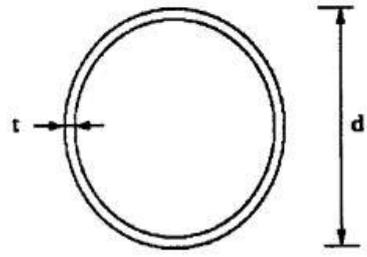


Sections soudées

Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
					
1	laminées soudées	$c/t_f \leq 10 \varepsilon$ $c/t_f \leq 9 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	laminées soudées	$c/t_f \leq 11 \varepsilon$ $c/t_f \leq 10 \varepsilon$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha}$ $c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ $c/t_f \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
					
3	laminées soudées	$c/t_f \leq 15 \varepsilon$ $c/t_f \leq 14 \varepsilon$	$c/t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ε	1	0,92	0,81

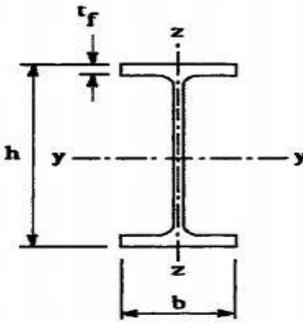
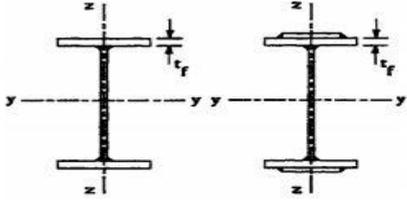
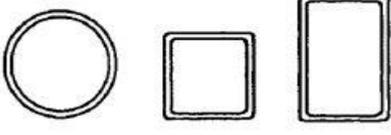
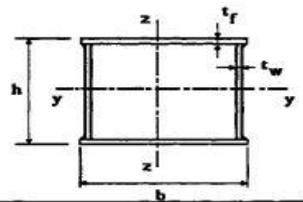
ANNEXE 05

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

<p>d) <u>Cornières</u></p> <p>Se référer aussi à (c) "Parois de semelles en console" (voir feuille 3)</p>			<p>(Ne s'applique pas aux cornières en contact continu avec d'autres composants)</p>	
Classe	Section comprimée			
Distribution de contraintes dans la section (compression positive)				
(e) <u>Sections tubulaires</u>				
Classe	Section fléchie et/ou comprimée			
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$			
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$			
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$			
$\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81
	ϵ^2	1	0,85	0,66

ANNEXE 06

Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z y - y z - z	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

*) Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2

ANNEXE 07

Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe a

λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9978	0,9956	0,9934	0,9912	0,9889	0,9867	0,9844	0,9821	0,9798
0,3	0,9775	0,9751	0,9728	0,9704	0,9680	0,9655	0,9630	0,9605	0,9580	0,9554
0,4	0,9528	0,9501	0,9474	0,9447	0,9419	0,9391	0,9363	0,9333	0,9304	0,9273
0,5	0,9243	0,9211	0,9179	0,9147	0,9114	0,9080	0,9045	0,9010	0,8974	0,8937
0,6	0,8900	0,8862	0,8823	0,8783	0,8742	0,8700	0,8657	0,8614	0,8569	0,8524
0,7	0,8477	0,8430	0,8382	0,8332	0,8282	0,8230	0,8178	0,8124	0,8069	0,8014
0,8	0,7957	0,7899	0,7841	0,7781	0,7721	0,7659	0,7597	0,7534	0,7470	0,7405
0,9	0,7339	0,7273	0,7206	0,7139	0,7071	0,7003	0,6934	0,6865	0,6796	0,6726
1,0	0,6656	0,6586	0,6516	0,6446	0,6376	0,6306	0,6236	0,6167	0,6098	0,6029
1,1	0,5960	0,5892	0,5824	0,5757	0,5690	0,5623	0,5557	0,5492	0,5427	0,5363
1,2	0,5300	0,5237	0,5175	0,5114	0,5053	0,4993	0,4934	0,4875	0,4817	0,4760
1,3	0,4703	0,4648	0,4593	0,4538	0,4485	0,4432	0,4380	0,4329	0,4278	0,4228
1,4	0,4179	0,4130	0,4083	0,4036	0,3989	0,3943	0,3898	0,3854	0,3810	0,3767
1,5	0,3724	0,3682	0,3641	0,3601	0,3561	0,3521	0,3482	0,3444	0,3406	0,3369
1,6	0,3332	0,3296	0,3261	0,3226	0,3191	0,3157	0,3124	0,3091	0,3058	0,3026
1,7	0,2994	0,2963	0,2933	0,2902	0,2872	0,2843	0,2814	0,2786	0,2757	0,2730
1,8	0,2702	0,2675	0,2649	0,2623	0,2597	0,2571	0,2546	0,2522	0,2497	0,2473
1,9	0,2449	0,2426	0,2403	0,2380	0,2358	0,2335	0,2314	0,2292	0,2271	0,2250
2,0	0,2229	0,2209	0,2188	0,2168	0,2149	0,2129	0,2110	0,2091	0,2073	0,2054
2,1	0,2036	0,2018	0,2001	0,1983	0,1966	0,1949	0,1932	0,1915	0,1899	0,1883
2,2	0,1867	0,1851	0,1836	0,1820	0,1805	0,1790	0,1775	0,1760	0,1746	0,1732
2,3	0,1717	0,1704	0,1690	0,1676	0,1663	0,1649	0,1636	0,1623	0,1610	0,1598
2,4	0,1585	0,1573	0,1560	0,1548	0,1536	0,1524	0,1513	0,1501	0,1490	0,1478
2,5	0,1467	0,1456	0,1445	0,1434	0,1424	0,1413	0,1403	0,1392	0,1382	0,1372
2,6	0,1362	0,1352	0,1342	0,1332	0,1323	0,1313	0,1304	0,1295	0,1285	0,1276
2,7	0,1267	0,1258	0,1250	0,1241	0,1232	0,1224	0,1215	0,1207	0,1198	0,1190
2,8	0,1182	0,1174	0,1166	0,1158	0,1150	0,1143	0,1135	0,1128	0,1120	0,1113
2,9	0,1105	0,1098	0,1091	0,1084	0,1077	0,1070	0,1063	0,1056	0,1049	0,1042
3,0	0,1036	0,1029	0,1022	0,1016	0,1010	0,1003	0,0997	0,0991	0,0985	0,0978

ANNEXE 08

Valeur du coefficient de flambement χ de la courbe b

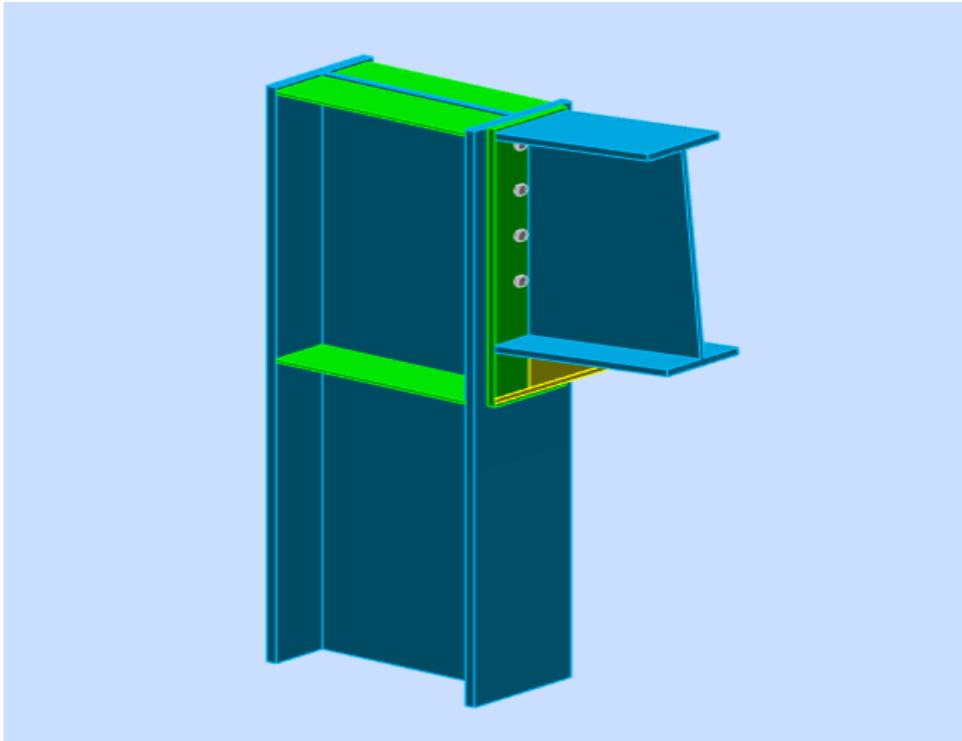
λ	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,1	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,2	1,0000	0,9965	0,9929	0,9894	0,9858	0,9822	0,9786	0,9750	0,9714	0,9678
0,3	0,9641	0,9604	0,9567	0,9530	0,9492	0,9455	0,9417	0,9378	0,9339	0,9300
0,4	0,9261	0,9221	0,9181	0,9140	0,9099	0,9057	0,9015	0,8973	0,8930	0,8886
0,5	0,8842	0,8798	0,8752	0,8707	0,8661	0,8614	0,8566	0,8518	0,8470	0,8420
0,6	0,8371	0,8320	0,8269	0,8217	0,8165	0,8112	0,8058	0,8004	0,7949	0,7893
0,7	0,7837	0,7780	0,7723	0,7665	0,7606	0,7547	0,7488	0,7428	0,7367	0,7306
0,8	0,7245	0,7183	0,7120	0,7058	0,6995	0,6931	0,6868	0,6804	0,6740	0,6676
0,9	0,6612	0,6547	0,6483	0,6419	0,6354	0,6290	0,6226	0,6162	0,6098	0,6034
1,0	0,5970	0,5907	0,5844	0,5781	0,5719	0,5657	0,5595	0,5534	0,5473	0,5412
1,1	0,5352	0,5293	0,5234	0,5175	0,5117	0,5060	0,5003	0,4947	0,4891	0,4836
1,2	0,4781	0,4727	0,4674	0,4621	0,4569	0,4517	0,4466	0,4416	0,4366	0,4317
1,3	0,4269	0,4221	0,4174	0,4127	0,4081	0,4035	0,3991	0,3946	0,3903	0,3860
1,4	0,3817	0,3775	0,3734	0,3693	0,3653	0,3613	0,3574	0,3535	0,3497	0,3459
1,5	0,3422	0,3386	0,3350	0,3314	0,3279	0,3245	0,3211	0,3177	0,3144	0,3111
1,6	0,3079	0,3047	0,3016	0,2985	0,2955	0,2925	0,2895	0,2866	0,2837	0,2809
1,7	0,2781	0,2753	0,2726	0,2699	0,2672	0,2646	0,2620	0,2595	0,2570	0,2545
1,8	0,2521	0,2496	0,2473	0,2449	0,2426	0,2403	0,2381	0,2359	0,2337	0,2315
1,9	0,2294	0,2272	0,2252	0,2231	0,2211	0,2191	0,2171	0,2152	0,2132	0,2113
2,0	0,2095	0,2076	0,2058	0,2040	0,2022	0,2004	0,1987	0,1970	0,1953	0,1936
2,1	0,1920	0,1903	0,1887	0,1871	0,1855	0,1840	0,1825	0,1809	0,1794	0,1780
2,2	0,1765	0,1751	0,1736	0,1722	0,1708	0,1694	0,1681	0,1667	0,1654	0,1641
2,3	0,1628	0,1615	0,1602	0,1590	0,1577	0,1565	0,1553	0,1541	0,1529	0,1517
2,4	0,1506	0,1494	0,1483	0,1472	0,1461	0,1450	0,1439	0,1428	0,1418	0,1407
2,5	0,1397	0,1387	0,1376	0,1366	0,1356	0,1347	0,1337	0,1327	0,1318	0,1308
2,6	0,1299	0,1290	0,1281	0,1272	0,1263	0,1254	0,1245	0,1237	0,1228	0,1219
2,7	0,1211	0,1203	0,1195	0,1186	0,1178	0,1170	0,1162	0,1155	0,1147	0,1139
2,8	0,1132	0,1124	0,1117	0,1109	0,1102	0,1095	0,1088	0,1081	0,1074	0,1067
2,9	0,1060	0,1053	0,1046	0,1039	0,1033	0,1026	0,1020	0,1013	0,1007	0,1001
3,0	0,0994	0,0988	0,0982	0,0976	0,0970	0,0964	0,0958	0,0952	0,0946	0,0940

ANNEXE 09
Section d'armature en mm²

Φ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

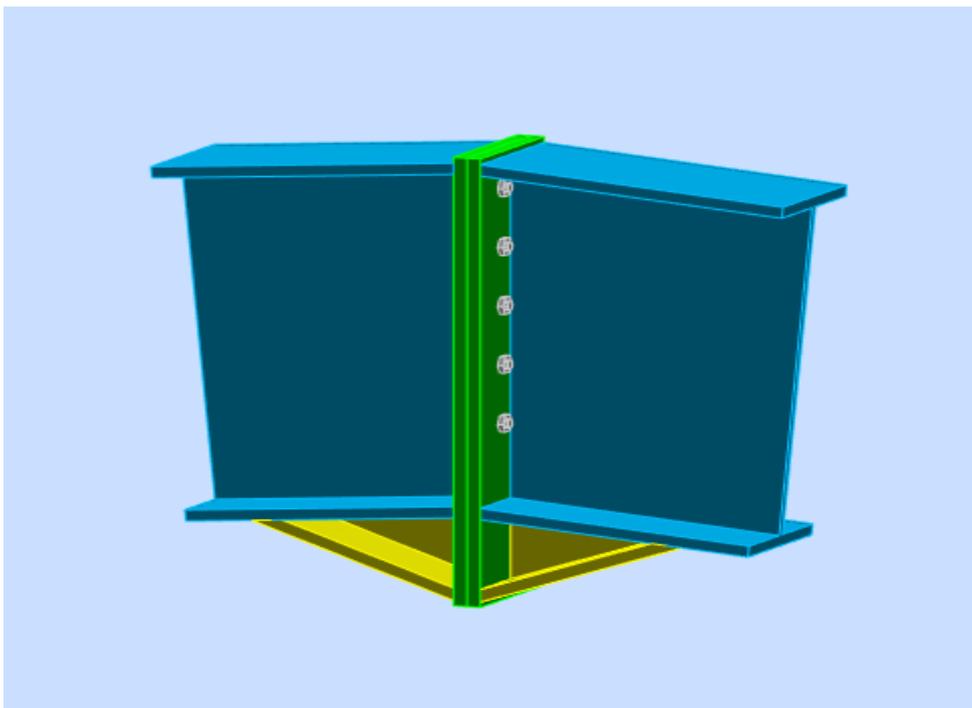
ANNEXE 10

Vue en 3D et schéma détaillés de l'assemblage de rive (Poteau-Traverse)



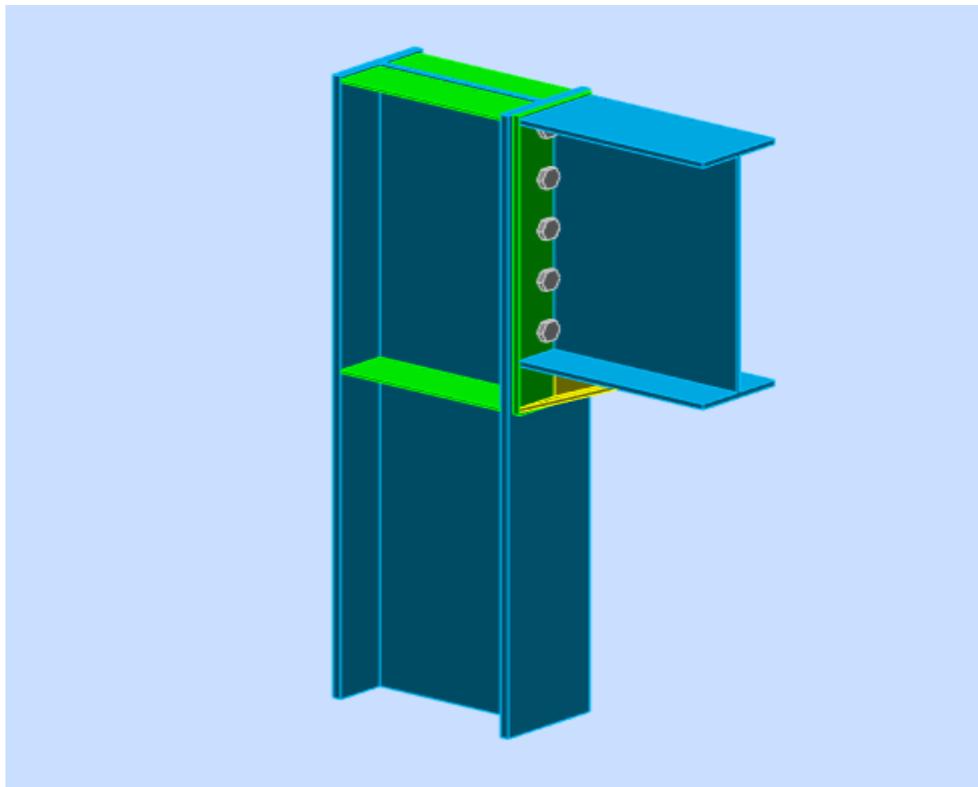
ANNEXE 11

Vue en 3D et schéma détaillés de l'assemblage de faitage (Traverse-Traverse)



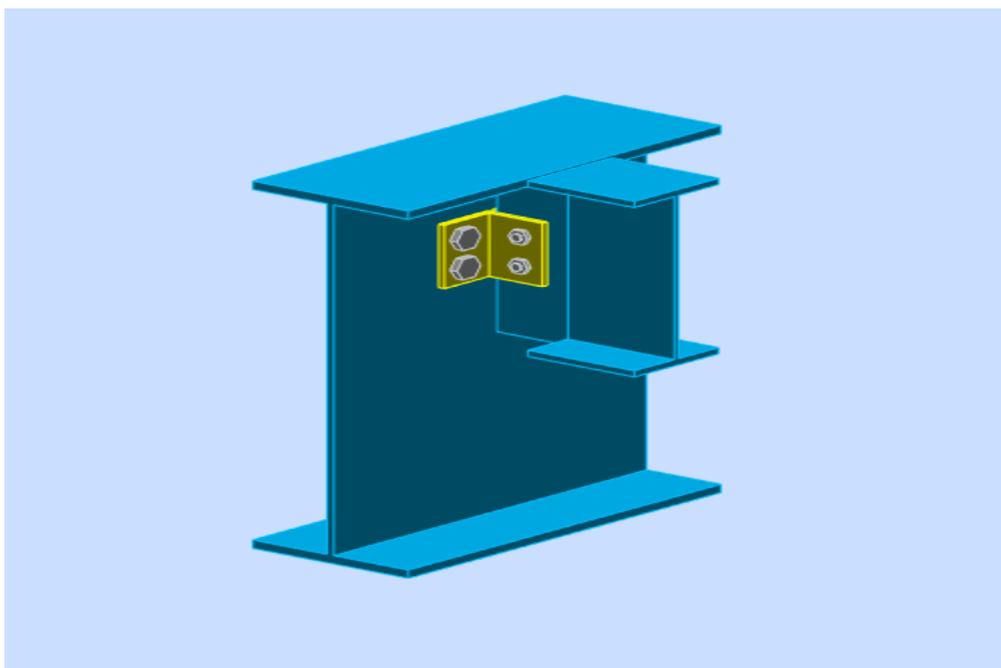
ANNEXE 12

Vue en 3D et schéma détaillés de l'assemblage (Poteau-Poutre)



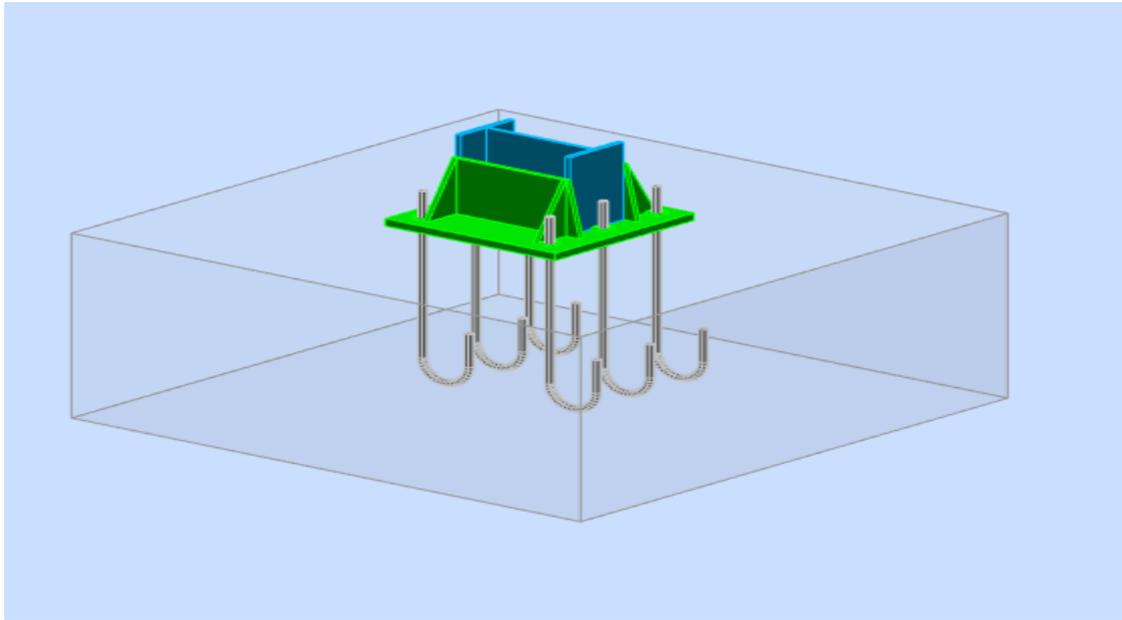
ANNEXE 13

Vue en 3D et schéma détaillés de l'assemblage (Poutre-Solive)



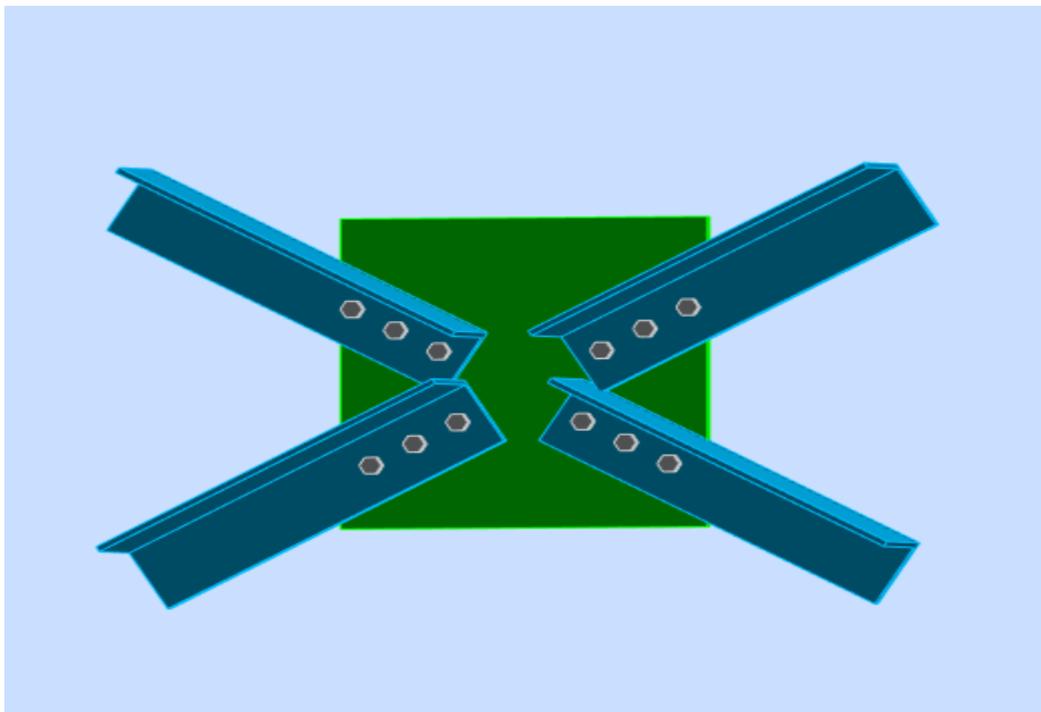
ANNEXE 14

Vue en 3D et schéma détaillés de l'assemblage pied de poteau



ANNEXE 15

Vue en 3D et schéma détaillés de l'assemblage de contreventement

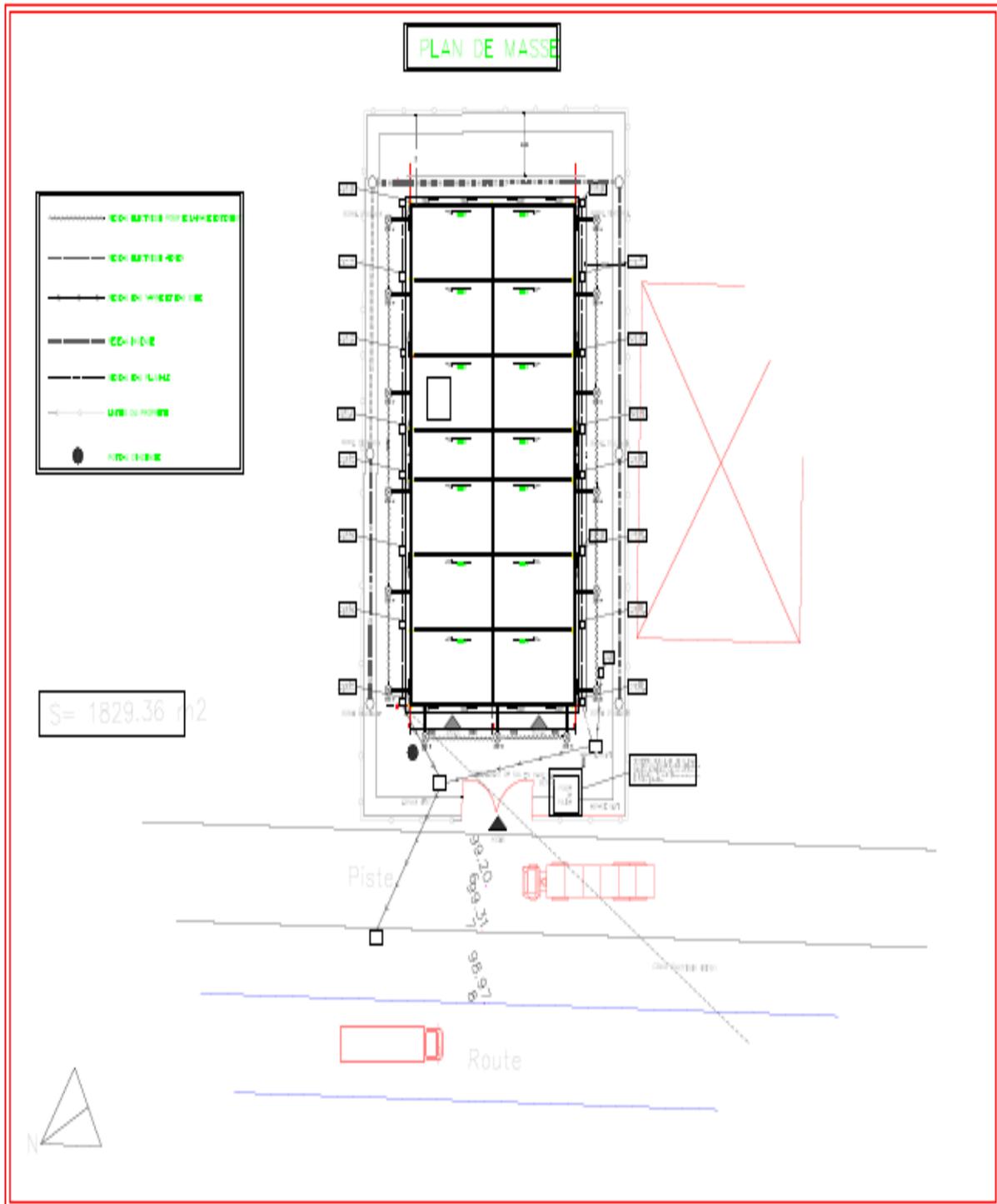


ANNEXE 16

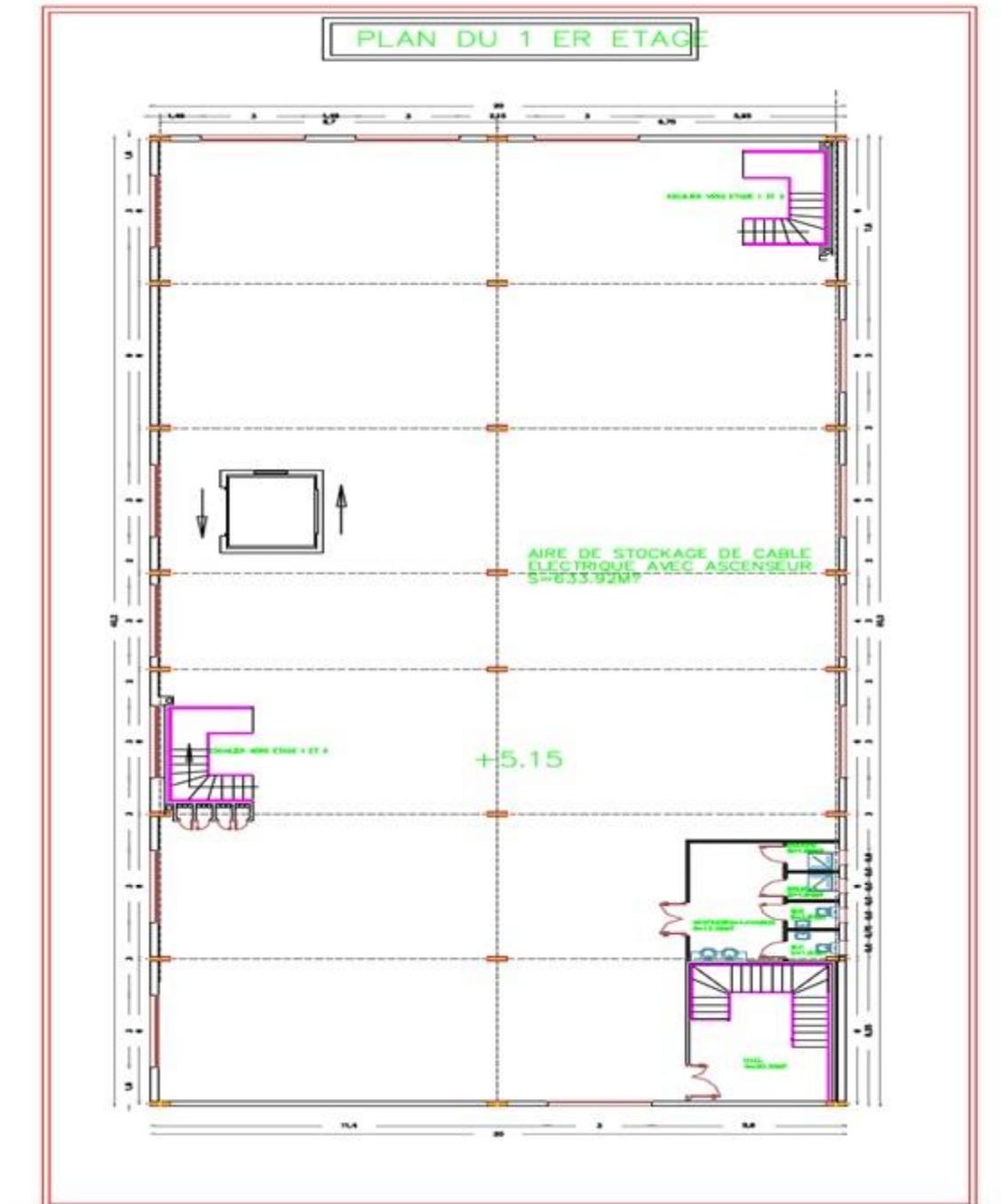
Cartouche du plan d'architecture

République Algérienne Démocratique et Populaire			
<u>Projet:</u> CONSTRUCTION D'UNE UNITE DE MONTAGE EN CABLERIE ET ACCESSOIRE INVESTISSEMENT PRIVE à LOT N° 8 ZONE D'ACTIVITE DE FOUKA		WILAYA TIPASA	OBSERVATIONS:
		DAIRA FOUKA	
		COMMUNE: FOUKA	
<u>Plans:</u> – PLAN DU 2 EME ETAGE – PLAN DE TOITURE			
<u>Dossier:</u> ARCHITECTURE			
<u>Maître de l'ouvrage / Propriétaire:</u> Mr: MAHMOUDI HADJ TAHAR DJILALI			
ARCHITECTE:	GH.HAMADI 026 20 10 42	DATE: JUILLET 2018	N° 03/04
INGENIEUR:		EHELLES: 1/100	
VERIFIE PAR:			
	BUREAU D'ETUDES D'ARCHITECTURE ET DE GENIE-CIVIL ATELIER A3 RUE DE LA PAIX GALLERIE DERIDJ (2ème étage)		

ANNEXE 17
Plan de masse

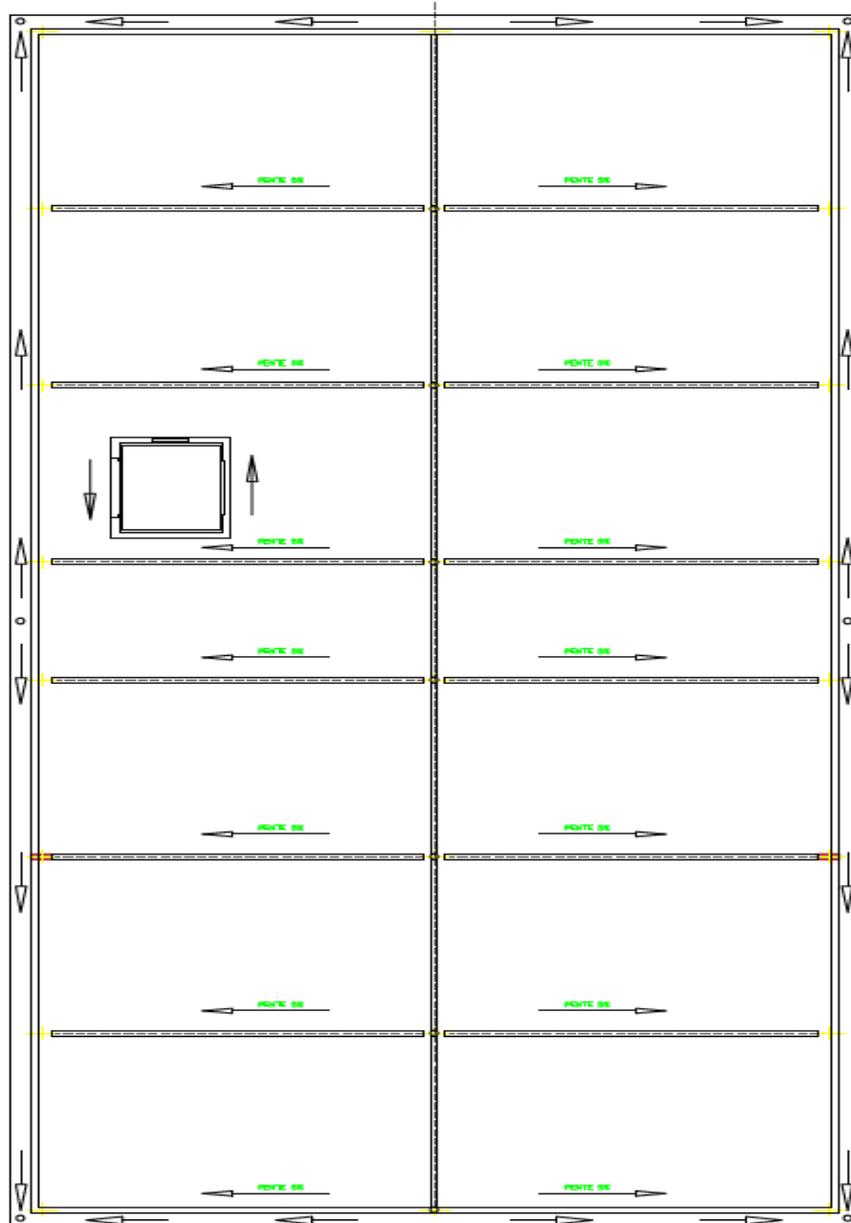


ANNEXE 18
Plan du RDC et 1^{er} étage



ANNEXE 20
Plan de la toiture

PLAN DU 2EME ETAGE



ANNEXE 21
Vue en élévation de la structure

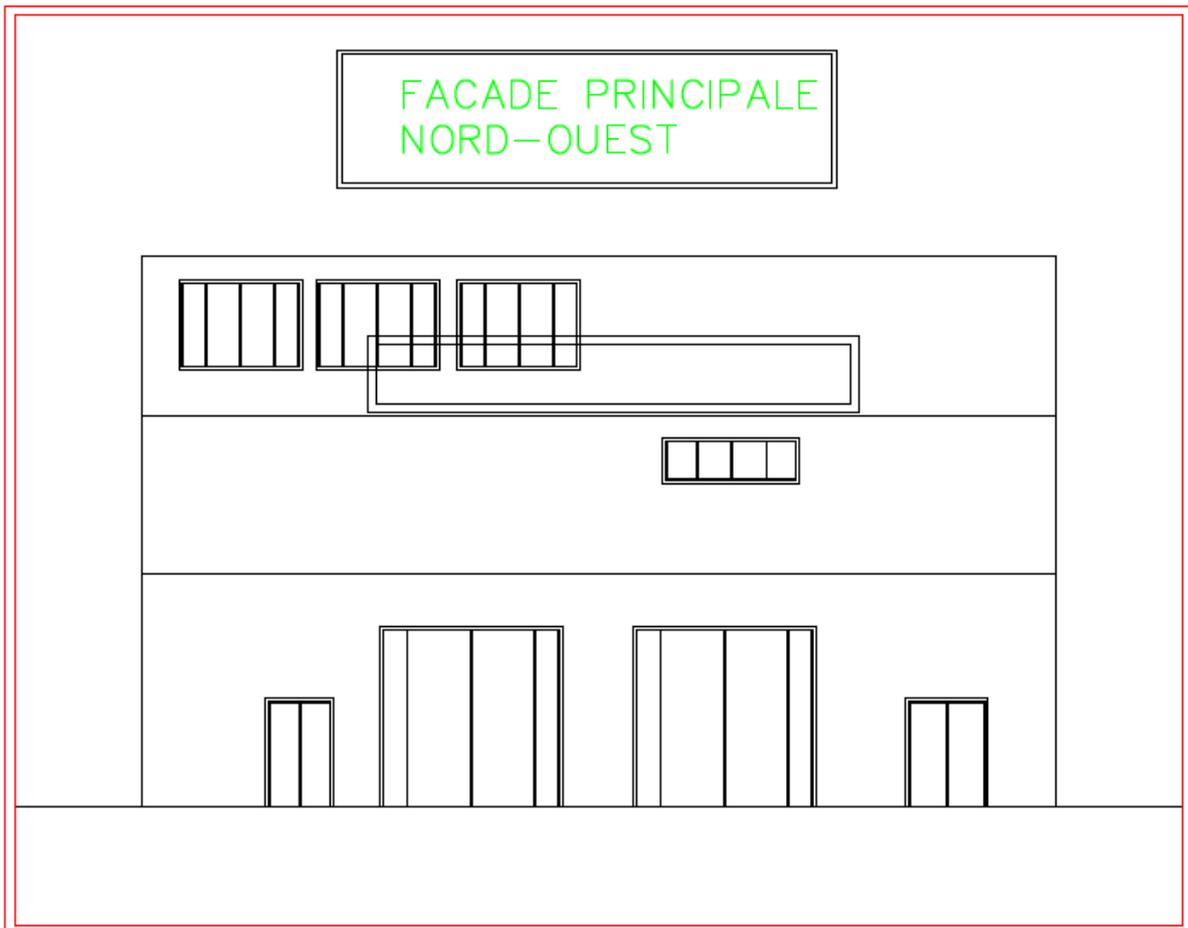
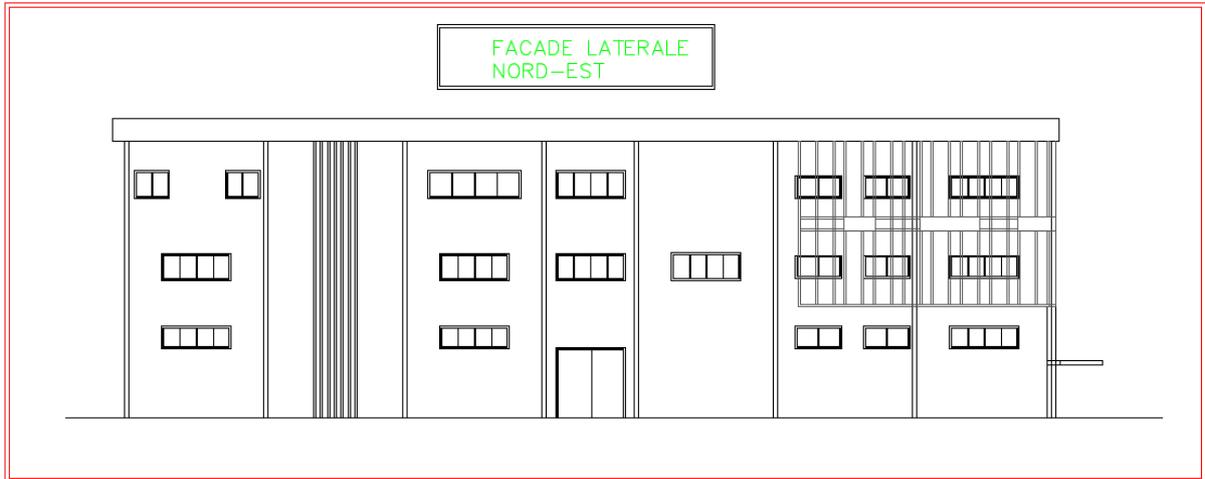




TABLE DE MATIERE

Table des matières

Remerciements

Dédicaces

Liste de tableaux

Liste de figures

Liste de notations

Sommaire

Introduction 01

Chapitre I : Généralités

I. Présentation de l'ouvrage..... 02

1. Introduction 02

2. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage 02

3. Détails à l'intérieure de notre structure 03

4. les éléments de la structure 03

4.1. La toiture..... 03

4.2. Les planchers 04

4.3. Les poteaux 04

4.4. Les poutres 05

4.5. Bardage 05

4.6. Les escaliers 05

4.7. Les fondations 05

5. Matériaux utilisés 06

5.1. Acier 06

5.2. Acier d'armature 06

5.3. Béton 07

5.4. Les assemblages 07

5.4.1. Le boulonnage	08
5.4.2. Les soudages	08
II. Descente des charges	08
1. Introduction	08
2. Charges permanentes	08
3. Charges d'exploitations	09
4. Evaluation des différentes charges et surcharges	09
III. Les états limites	11
1. Introduction	11
2. Etats limites ultime (ELU)	11
3. Etats limites de service (ELS)	11
IV. Règlements techniques utilisés	12

Chapitre II : Etude climatique

Introduction	13
I. Etude au vent	13
1. Données relative au site	14
1.1. Effet de la région	14
1.2. Coefficient de topographie	14
1.3. Effet de site	15
1.4. Coefficient dynamique	15
2. Détermination de la pression aérodynamique du vent	15
2.1. Pression dynamique de pointe.....	16
2.1.1. Calcul de coefficient d'exposition	17
2.1.1.1. Calcul du coefficient de la rugosité.....	17
2.1.1.2. Calcul de l'intensité de turbulence	18
2.2. Calcul de la pression due au vent.....	19
2.2.1. Coefficient de pressions intérieures	19
2.2.2. Coefficient de pressions extérieures	20
2.2.2.1. Direction du vent perpendiculaire au long-pan.....	20
a. Paroi verticales	20
b. Versant de toiture	21
2.2.2.2. Direction du vent perpendiculaire au pignon	23

c. Paroi verticales	23
d. Versant de toiture	24
3. Calcul de la force du frottement	26
3.1. Coefficient du frottement	27
4. Action d'ensemble	28
4.1. Calcul des surfaces tributaires de chaque zone	28
5. La stabilité d'ensemble	31
5.1. Vérification de la stabilité transversale : D du vent ($\theta=0^\circ$)	31
5.1.1. Calcul du moment de renversement	32
5.1.2. Calcul du moment stabilisant	32
5.2. Vérification de la stabilité transversale : D du vent ($\theta=90^\circ$)	32
5.2.1. Calcul du moment de renversement	33
5.2.2. Calcul du moment stabilisant	33
II. Etude à la neige	34
1. Objet et domaine d'application	34
2. Charge de neige sur le sol.....	34
3. Charge de neige sur la toiture	34
3.1. Coefficient de forme des toitures	34
3.2. Charge de neige sans accumulation	34
3.3. Charge de neige avec accumulation	35

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments secondaires

Introduction.....	36
I. Etude des pannes	36
1. Introduction	36
2. Données de calcul	37
3. Evaluations des charges et surcharges.....	37
3.1. Charges permanentes	37
3.2. Surcharges d'entretiens	37
3.3. Surcharges de neige	38
3.4. Surcharges du vent	38
4. Combinaisons des charges les plus défavorables	38
4.1. Actions vers le bas	38

4.2. Actions vers le haut	38
5. Vérification à l'état limite ultime (ELU)	39
5.1. Vérification à la résistance en section.....	39
5.1.2. Classe de la section	39
5.1.2.1. Classe de la semelle (Semelle comprimé)	39
5.1.2.2. Classe de l'âme (âme fléchie)	40
5.1.3. Vérification à la flexion	40
5.1.4. Vérification au cisaillement	42
5.1.5. Vérification au déversement	43
5.1.5.1. Calcul du moment résistant au déversement.....	44
5.1.5.2. Calcul du coefficient de réduction	45
5.1.5.3. Calcul de l'élancement réduit	45
5.1.5.4. Calcul du moment critique élastique	45
6. Vérification à l'état limite de services (ELS).....	46
6.1. Vérification de la flèche	46
II. Etude des lisses de bardages	48
1. Vérification de la lisse du Long Pan	48
1.1. Introduction	48
1.2. Données	48
1.3. Evaluations des charges et surcharges	48
1.3.1. Charges permanentes	48
1.3.2. Surcharges du vent	49
1.4. Combinaison de charges	49
1.5. Vérification à l'état limite ultime (ELU)	50
1.5.1. Vérification à la flexion bi-axiale	50
1.5.2. Vérification au cisaillement	51
1.5.3. Vérification aux instabilités	51
1.6. Vérification à l'état limite de services (ELS).....	52
1.6.1. Vérification de la flèche	52
2. Vérification de la lisse du Pignon	53
2.1. Données	53
2.2. Combinaison de charges	54
2.3. Vérification à l'état limite ultime (ELU)	54

2.3.1. Vérification à la flexion bi-axiale	55
2.3.2. Vérification au cisaillement	55
2.3.3. Vérification aux instabilités	56
2.4. Vérification à l'état limite de services (ELS).....	57
2.4.1. Vérification de la flèche	57
III. Etude des liernes	62
1. Lierne de toiture	62
1.1. Introduction	62
1.2. Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes	62
1.2.1. Calcul l'effort de traction dans les liernes	62
1.2.2. Déterminer le diamètre des liernes	63
2. Lierne du long-pan	64
2.1. Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes	64
2.1.1. Calcul l'effort de traction dans les liernes	64
2.1.2. Déterminer le diamètre des liernes	65
3. Lierne du pignon	65
3.1. Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes	65
3.1.1. Calcul l'effort de traction dans les liernes	65
3.1.2. Déterminer le diamètre des liernes	66
IV. Etude des échantignoles	67
1. Lierne de toiture	67
2. Calcul des charges revenant à l'échantignole	67
3. Dimensionnement de l'échantignolle	68
4. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle	68
V. Etude des potelets	70
1. Introduction	70
2. Données	70
3. Evaluations des charges et surcharges.....	71
3.1. Charges permanentes	71
3.2. Surcharges du vent	71
4. Choix de la section	71
4.1. Classe de la section	72
4.1.1. Classe de la semelle (Semelle comprimé).....	72

4.1.2. Classe de l'âme	72
5. Vérification à l'état limite ultime (ELU)	73
5.1. Vérification de section à la résistance.....	73
5.1.1. Incidence de l'effort tranchant	73
5.1.2. Incidence de l'effort normal	73
5.1.3. Vérification à la flexion	74
5.1.4. Vérification aux instabilités	74
6. Vérification à l'état limite de service (ELS)	77
6.1. Vérification de la flèche	77
VI. Etude des solives	78
1. Introduction	78
2. Données	78
3. Combinaison des charges	79
4. Choix de la section	79
4.1. Vérification de la classe de la section	80
4.1.1. Classe de la semelle (Semelle comprimé).....	80
4.1.2. Classe de l'âme	80
5. Vérification à l'état limite ultime (ELU)	80
5.1. Vérification de section à la résistance.....	80
5.2. Vérification de la condition de la résistance et du cisaillement	81
6. Vérification à l'état limite de service (ELS)	81
6.1. Vérification de la flèche	81
VII. Etude des escaliers	82
1. Introduction	82
2. Choix de dimensions	83
2.1. Escalier rez-de-chaussée	83
2.2. Escalier étage courant	84
3. Pré-dimensionnement des éléments	85
3.1. Supports de marches	85
3.1.1. Choix de la section	85
3.1.2. Vérification de la classe de la section	86
3.1.2.1. Classe de la semelle (Semelle comprimé).....	86
3.1.2.2. Classe de l'âme	86

3.1.3.	Vérification à la résistance	86
3.1.4.	Vérification au cisaillement	87
3.1.5.	Vérification de la flèche	87
3.2.	Limon	88
3.2.1.	Evaluation des charges	88
3.2.2.	Choix de la section	89
3.2.3.	Classe de la section	89
3.2.3.1.	Classe de la semelle (Semelle comprimé)	89
3.2.3.2.	Classe de l'âme (âme fléchie)	90
3.2.4.	Vérification à l'état limite ultime (ELU)	90
3.2.4.1.	Vérification à la résistance	90
3.2.4.2.	Vérification au cisaillement	90
3.2.5.	Vérification à l'état limite de service (ELS)	90
3.2.5.1.	Vérification de la flèche	90
3.3.	Poutre palière des limons	91
3.3.1.	Combinaisons des charges	91
3.3.2.	Choix de la section	91
3.3.3.	Vérification à l'état limite ultime (ELU).....	92
3.3.3.1.	Vérification à la résistance	92
3.3.3.2.	Vérification au cisaillement	92
3.3.4.	Vérification à l'état limite de service (ELS)	93
3.3.4.1.	Vérification de la flèche	93

Chapitre IV : Etude du plancher collaborant

Introduction	94
I. Vérifications au stade du montage	94
1. Evaluations des charges et surcharges	94
1.1. Charges permanentes	94
1.2. Charges d'exploitations	95
2. Combinaisons des charges	95
3. Vérification à l'état limite ultime (ELU)	95
3.1. Vérification du moment fléchissant	95
3.2. Vérification de la section à l'effort tranchant (cisaillement)	95

4.	Vérification à l'état limite de services (ELS)	96
4.1.	Vérification de la flèche	96
II.	Vérifications au stade final	96
1.	Evaluations des charges et surcharges	96
1.1.	Charges permanentes.....	96
1.2.	Charges variables	97
2.	Combinaisons des charges	97
3.	Vérification de la section mixte	97
3.1.	Largeur efficace de la dalle	97
3.2.	Position de l'axe neutre	97
3.3.	Vérification du moment fléchissant	99
3.4.	Vérification au cisaillement	99
3.5.	Vérification de la condition de la flèche	100
4.	Etude des connecteurs	101
4.1.	Introduction	101
4.2.	Caractéristiques des connecteurs	101
4.3.	Calcul de la connexion acier-béton.....	102
4.3.1.	Résistance des connecteurs	102
4.3.2.	Vérification à l'effort de cisaillement longitudinal	103
4.3.3.	Nombre de connecteurs	103

Chapitre V : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Introduction.....	105
I. Etude des poutres	105
1. Poutre Principale intermédiaire	105
1.1. Evaluation des charges et surcharges	105
1.1.1. Charges permanentes	105
1.1.2. Surcharges d'exploitation	106
1.2. Combinaisons des charges	106
1.3. Classe de la section	107
1.3.1. Classe de la semelle (Semelle comprimé)	107
1.3.2. Classe de l'âme (âme fléchie)	107
1.4. Vérification à l'Etat Limite Ultime (ELU).....	107

1.4.1.	Vérification au cisaillement.....	107
1.4.2.	Vérification de la résistance	108
1.5.	Vérification à l'Etat Limite de Service (ELS)	108
1.5.1.	Vérification de la flèche	108
2.	Poutre Principale de rive	109
2.1.	Evaluation des charges et surcharges	109
2.1.1.	Charges permanentes	109
2.1.2.	Surcharges d'exploitation	109
2.2.	Combinaisons des charges	109
2.3.	Classe de la section	110
2.3.1.	Classe de la semelle (Semelle comprimé)	110
2.3.2.	Classe de l'âme (âme fléchie)	110
2.4.	Vérification à l'Etat Limite Ultime (ELU).....	110
2.4.1.	Vérification au cisaillement.....	110
2.4.2.	Vérification de la résistance	111
2.5.	Vérification à l'Etat Limite de Service (ELS)	111
2.5.1.	Vérification de la flèche	111
3.	Poutre Secondaire intermédiaire	112
3.1.	Evaluation des charges et surcharges	112
3.1.1.	Charges permanentes	112
3.1.2.	Surcharges d'exploitation	112
3.2.	Combinaisons des charges	112
3.3.	Classe de la section	113
3.3.1.	Classe de la semelle (Semelle comprimé)	113
3.3.2.	Classe de l'âme (âme fléchie)	113
3.4.	Vérification à l'Etat Limite Ultime (ELU).....	113
3.4.1.	Vérification au cisaillement.....	113
3.4.2.	Vérification de la résistance	114
3.5.	Vérification à l'Etat Limite de Service (ELS)	114
3.5.1.	Vérification de la flèche	114
4.	Poutre Secondaire de rive	115
4.1.	Evaluation des charges et surcharges	115
4.1.1.	Charges permanentes	115

4.1.2. Surcharges d'exploitation	115
4.2. Combinaisons des charges	115
4.3. Classe de la section	116
4.3.1. Classe de la semelle (Semelle comprimé)	116
4.3.2. Classe de l'âme (âme fléchie)	116
4.4. Vérification à l'Etat Limite Ultime (ELU).....	116
4.4.1. Vérification au cisaillement.....	116
4.4.2. Vérification de la résistance	117
4.5. Vérification à l'Etat Limite de Service (ELS)	117
4.5.1. Vérification de la flèche	117
II. Etude des poteaux	118
1. Introduction	118
2. Evaluation des charges et surcharges	118
2.1. Charges permanentes.....	118
2.2. Charges d'exploitation.....	119
3. Combinaisons des charges	119
4. Choix de la section	119
4.1. Classe de la section	120
4.1.1. Classe de la semelle (Semelle comprimé)	120
4.1.2. Classe de l'âme (âme fléchie)	120
5. Vérification de la condition à la résistance	120
III. Etude des portiques	122
1. Introduction	122
2. Evaluation des charges et surcharges	122
2.1. Charges permanentes dû à la toiture	122
2.2. Charges permanentes dû au plancher	122
2.3. Surcharges d'exploitation	122
2.4. Effet de la neige	122
2.5. Effet du vent	123
2.6. Surcharges d'entretien	123
3. Les combinaisons de charge à l'état limite ultime (ELU)	123
4. Dimensionnement des traverses	125
4.1. Définition	125

4.2. Les moments maximaux sollicitant la traverse	125
4.2.1. Choix de la section	125
4.3. Vérification de la traverse a l'ELS	126
4.3.1. Classe de la section	127
4.3.1.1. Classe de la semelle (Semelle comprimé)	127
4.3.1.2. Classe de l'âme (âme fléchie)	127
4.4. Vérification à l'état limite ultime (ELU)	127
4.4.1. Vérification de la traverse au déversement	127
5. Dimensionnement des poteaux	129
5.1. Evaluation des charges	129
5.1.1. Charge permanente revenant du portique intermédiaire .	129
5.1.2. Charges d'exploitations	129
5.2. Combinaisons des charges	130
5.3. Choix de la section	130
5.4. Vérification de la condition de la résistance	130

Chapitre VI : Contreventement

1. Introduction	132
2. Les différents types du contreventement.....	132
1.1. Contreventement de la toiture (poutre au vent)	132
1.2. Contreventement de façade (palée de stabilité)	132
I. Effort du vent sur les pignons.....	133
1. Calcul de la poutre au vent au pignon	133
1. Evaluations des efforts horizontaux	133
1.1.1. Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets	134
1.1.2. Effort de traction dans les diagonales	135
1.1.3. Section de la diagonale.....	136
2. Vérification à la résistance ultime.....	136
II. Calcul de la palée de stabilité en long pan	137
1. Effort de traction dans la diagonale tendue	138
2. Section de la diagonale	139
3. Vérification à la résistance ultime	139

Chapitre VII : Etude dynamique

1. Séisme	140
2. Données du site	140
2. Objectif de l'étude dynamique	140
3. Choix de méthode	140
I. Méthode statique équivalente	141
1. Principe de la méthode	141
2. Calcul de la force sismique	141
3. Comparaison entre l'effort sismique et la force due au vent	145
3.1. Distribution de la force du vent	145
3.2. Distribution de la force sismique	146
II. Méthode d'analyse spectrale	147
1. Principe de la méthode	147
2. Hypothèses de calcul	147
3. Spectre de réponse de calcul	147
4. Modélisation de la structure	149
4.1. Présentation du logiciel	149
4.2. Combinaisons de charges	149
4.3. Analyse dynamique de la structure	149
5. Vérification et analyse des résultats	151
5.1. Vérification de la période fondamentale de la structure	151
5.2. Vérification de la force sismique à la base	152
5.3. Vérification des déplacements.....	153
5.4. Distribution de la force sismique	154

Chapitre VIII : Vérification des éléments

Introduction.....	157
I. Modélisation de la structure	157
1. Présentation du logiciel	157
2. Combinaisons de charges	157
3. Etapes de l'analyse des résultats	158
II. Vérification des différents éléments	158
1. Vérification des poteaux	158

2. Vérification des traverses	161
3. Vérification des poutres principales	163
4. Vérification des poutres secondaires et solives	164
5. Vérification des potelets	166
6. Vérification des pannes et lisses de bardage	168
7. Vérification des contreventements	169

Chapitre IX : Etude des assemblages

I. Généralités	172
1. Introduction	172
2. Classe d'assemblage	172
3. Type d'assemblage	172
4. Etapes de la vérification des assemblages	174
II. Calcul des différents assemblages	175
1. Assemblage de rive (Poteau-Traverse)	175
2. Assemblage de faitage (Traverse-Traverse)	185
3. Assemblage poteau-poutre	193
4. Assemblage Poutre-solive	203
5. Assemblage des éléments des contreventements	210
6. Assemblage pied de poteau encastré.....	219
7. Assemblage pied de poteau articulé	229

Chapitre X : Protection des éléments

Introduction.....	236
I. La corrosion	236
1. Protection des structures en acier	236
1.1. Protéger avec quoi ?	238
1.2. Préparation de surface	238
1.3. Protection par peinture	238
1.4. Protection par revêtement	238
1.5. Les aciers inoxydables	239
1.6. Les aciers patinables	239
II. L'incendie	240

1. Introduction	240
2. Déroulement du feu	240
2.1. Triangle du feu	240
2.2. Développement d'un incendie	241
3. Feu normalisé ISO834	241
4. Calcul des températures dans les éléments	242
4.1. Massivité du profilé.....	243
4.2. Température critique de l'acier	243
5. Les différents traitements de protection	243
5.1. Peinture intumescente	244
5.2. Protection de poutres aciers par panneaux	245
5.3. Les plaques	245
5.4. Les produits projetés (flocage)	246
5.5. Les structures mixtes	246
5.6. Les systèmes (plancher à poutres intégrées)	246
5.7. L'alarme anti-incendie	246
5.8. Ventilation.....	247
5.9. Sprinkler	247
5.10 Compartimentage.....	247

Chapitre XI : Etude de fondation

1. Introduction	248
2. Choix de type de fondation	248
I. Pré-dimensionnement des fondations	249
1. Dimensionnement de la semelle	249
1.1. Déterminer les dimensions de la semelle	249
1.2. Déterminer d et h	250
1.3. Calcul du ferrailage	250
II. Calcul des longrines	252
1. Vérification de la résistance à la traction	252
1.1. Vérification à l'état limite ultime.....	252
1.2. Vérification à l'état limite de service.....	252
2. Calcul du ferrailage	253

2.1. Armatures longitudinales en traction simple	253
2.2. Ferrailage minimum selon le RPA99/2003	253
2.3. Condition de non fragilité	253
2.4. Calcul des armatures transversales	253
2.5. Calcul d'espacement des cadres	254
Conclusion	255
Bibliographie	256
Annexes	
Table de matières	