

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

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



Mémoire de Master

Présenté à l'Université de 8 Mai 1945 Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil et d'Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURES

Présenté par :

BENYOUNES Menel

**Thème : Conception et dimensionnement d'une imprimerie
métallique (vérification à l'incendie)**

Sous la direction de : Pr. BENOUIS Abdelhalim

Juin 2025

Remerciements

Avant toute chose, je rends grâce à Dieu, le Tout-Puissant, pour m'avoir accordé la santé, la patience, la force et la persévérance nécessaires à la réalisation de ce mémoire. Sans sa guidance et sa bénédiction, rien de tout cela n'aurait été possible.

*Tout d'abord, je remercie chaleureusement mon encadreur **Pr. BENOUIS Abdelhalim**, pour sa disponibilité, ses conseils éclairés et son accompagnement tout au long de ce travail, à qui j'adresse mes profonds et sincères remerciements pour son aide.*

Mes remerciements vont également aux membres de jury qui me font l'honneur d'examiner mon travail. Je remercie également l'ensemble des enseignants qui m'ont transmis leur savoir et ont enrichi ma réflexion durant ces années d'études.

*Je remercie sincèrement l'ensemble du personnel de l'entreprise **METALFAB-EST Annaba** pour leur accueil et leur collaboration, ainsi que mon immense reconnaissance envers le Maitre de stage Monsieur **BADACHE Khaireddine** pour son soutien constant, ses encouragements et sa confiance tout au long de mon stage.*

Ses précieux conseils et son suivi attentif ont grandement contribué à mon développement professionnel. Je lui suis reconnaissante pour son engagement et sa disponibilité qui ont rendu cette expérience enrichissante et formatrice.

Enfin, mes remerciements vont à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, apporté aide et encouragement.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- ♥ *À mon très cher père, qui a toujours cru en moi, toi qui m'as transmis les valeurs de courage, de persévérance et d'honnêteté. Même si tu n'es plus physiquement à mes côtés, ton souvenir m'accompagne à chaque étape de ma vie. Ce travail est le fruit de ton amour, de tes sacrifices et de ton éducation. Puisse cette réussite t'honorer, là où tu es. Merci papa et je t'aime très fort.*
- ♥ *À ma très chère mère, qui a été ma source de force et de réconfort dans les moments difficiles, toi dont les sacrifices, la sagesse et l'amour m'ont guidé tout au long de mon parcours. Ta présence à mes côtés est un cadeau inestimable. Ce travail est le reflet de ton dévouement et de ta foi en moi. Merci du fond du cœur, maman.*
- ♥ *À mon cher et unique frère et mes chères sœurs, qui m'ont toujours conseillé vivement. Je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de réussite, que Dieu vous protège.*
- ♥ *À toute la famille qui m'a soutenu, À ceux qui ont été mon appui à chaque étape de ce parcours, À ceux qui m'ont offert leur amour, leur confiance et leurs prières à chaque instant. Je vous adresse toute ma gratitude et vous dédie cet accomplissement avec fierté et amour.*
- ♥ *À toute mes précieuses amies de la promotion du master Structures 2025. Merci d'être les merveilleuses amies que vous êtes.*
- ♥ *Et à tous ceux que je n'ai pas cité que ce modeste travail soit le reflet de ma reconnaissance et de mon profond attachement à chacun d'entre vous.*

Résumé

Ce projet de fin d'études a pour objet la conception et le dimensionnement d'un bâtiment auto-stable en charpente métallique de type R+2, destiné à abriter une imprimerie implantée dans la zone industrielle de Palma, à Constantine.

L'édifice se compose de deux zones fonctionnelles distinctes : une partie administrative destinée aux bureaux et une autre technique aménagée en atelier d'impression.

La démarche de conception a été menée en plusieurs étapes. Nous avons débuté par l'estimation des descentes de charges conformément à la norme RNV-2013. L'étude et le dimensionnement des éléments secondaires ont été réalisés selon les règlements en vigueur, à savoir (Eurocode 3). Les éléments porteurs ont été dimensionnés, vérifiés, puis les assemblages ont été étudiés à l'aide des logiciels Autodesk Robot Structural Analysis (versions 2010 et 2019) et Advance Steel (version 2016). Par ailleurs, le calcul des éléments en béton armé de l'infrastructure, a été effectué selon les prescriptions du RPA 2024.

Enfin, une étude de la vérification et de la protection contre l'incendie d'un élément de la structure a été menée, afin d'assurer la sécurité et la durabilité de l'ouvrage vis-à-vis d'un possible incendie.

Mots clés : conception, dimensionnement, métalliques, portiques, contreventement, assemblages, incendie.

Abstract

This final year project focuses on the design and structural analysis of a self-supporting steel-framed R+2 building intended to house a printing facility located in the industrial zone of Palma, in Constantine.

The structure consists of two distinct functional areas: an administrative section designated for offices and a technical section designed as a printing workshop.

The design process was carried out in several stages. It began with estimating the load paths in accordance with the RNV-2013 standard. The study and dimensioning of secondary elements were conducted based on the applicable regulations, specifically Eurocode 3. The load-bearing elements were sized and verified, and the connections were analyzed using Autodesk Robot Structural Analysis (versions 2010 and 2019) and Advance Steel (version 2016).

In addition, the calculation of reinforced concrete elements for the foundation was carried out according to the RPA 2024 requirements.

Finally, a fire resistance and protection study was conducted on one of the structural elements to ensure the safety and durability of the building in case of a fire incident.

Keywords: design, dimensioning, steel structures, frames, bracing, connections, fire.

المخلص

الهدف من هذا المشروع في نهاية الدراسات هو تصميم وأبعاد مبنى ذاتي الدعم مكون من طابقين من الهياكل الفولاذية لإيواء أعمال الطباعة في المنطقة الصناعية بالمها في قسنطينة.

يتألف المبنى من منطقتين وظيفيتين متميزتين: جزء إداري للمكاتب وجزء تقني مجهز كورشة طباعة.

تم تنفيذ عملية التصميم على عدة مراحل. بدأنا بتقدير ملفات تعريف الأحمال وفقاً لمعيار RNV-2013 ، تم إجراء الدراسة وتحديد الأبعاد للعناصر الثانوية وفقاً للوائح المعمول بها في Eurocode 3 . كما تم تحديد أبعاد العناصر الحاملة وفحصها، ودراسة التجميعات باستخدام برنامج

Autodesk Robot Structural Analysis (الإصداران 2010 و2019). وبرنامج Advance Steel

(الإصدار2016).

بالإضافة إلى ذلك، تم حساب عناصر الأساسات الخرسانية المسلحة وفقاً لمتطلبات كود RPA 2024.

وأخيراً، أجريت دراسة للتحقق والحماية من الحرائق لعنصر من عناصر الهيكل، وذلك لضمان سلامة ومتانة الهيكل فيما يتعلق بالحريق المحتمل.

الكلمات المفتاحية: التصميم، تحديد الأبعاد، الأعمال الفولاذية، إطارات البوابات، الدعامات، التراكيبات، الحريق.

LISTE DES NOTATIONS

E : Module d'élasticité longitudinale.

G : Module de cisaillement.

ν : coefficient de poisson.

ρ : poids volumique.

α : Coefficient de dilatation thermique.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

P : Charge d'entretien.

S : Charge de la neige.

S_k : charge de neige sur le sol.

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

S_e : Neige suspendue.

k : Coefficient prenant en compte l'irrégularité de forme de la neige.

γ : Poids volumique de la neige.

α : Angle du versant de la toiture.

V : Surcharge climatique du vent.

$q_{\text{réf}}$: Pression dynamique de référence.

C_d : Coefficient dynamique.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

I_v : Intensité de turbulence.

C_e : Coefficient d'exposition.

q_p : Pression dynamique de pointe.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.

μ_p : Indice de perméabilité.

W_{zj} : Pression aérodynamique.

F : Force en générale.

I_y : Moment d'inertie selon l'axe y.

I_z : Moment d'inertie selon l'axe z.

b : Largueur du profilé.

d : Hauteur de l'âme.

h : Hauteur du profilé.

t : Epaisseur.

t_w : Epaisseur de l'âme de profile.

t_f : Epaisseur de la semelle de profile.

A : Section du profilé.

W_{el} : Moment de résistance élastique.

W_{pl} : Moment de résistance plastique.

M_{Sd} : Moment fléchissant sollicitant.

M_{Rd} : Moment résistant.

M_r : Moment de renversement.

M_{cr} : Moment critique.

M_{Pl} : Moment plastique.

$M_{pl, Rd}$: Moment plastique résistant.

$M_{b, Rd}$: Moment de la résistance au déversement.

V_{sd} : Effort tranchant sollicitant.

$V_{pl, Rd}$: Effort tranchant plastique.

$V_{el, Rd}$: Effort tranchant élastique.

f : Flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

L_f : Longueur de flambement.

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

γ_m : Coefficient de sécurité.

λ : Élançement.

λ_{LT} : Élançement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

β_w : Facteur de corrélation.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

F_a : Résistance plastique du profilé en traction.

F_c : Résistance plastique de la dalle en compression.

A : Largeur de la semelle.

B : Longueur de la semelle.

H : Hauteur de la semelle.

F : Force axiale.

ψ : Coefficient d'adaptation plastique.

f : Facteur de forme du profilé.

θ_r : Température de ruine.

S/V : Facteur de massivité.

Sommaire

Résumé	
Liste des notations	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Introduction générale	1

Chapitre I : Généralités

I.1	Introduction	3
I.2	Présentation de l'ouvrage	3
I.3	Données géométriques du projet	6
I.4	Définition des zones d'implantation du projet	7
I.5	Règlements techniques.....	7
I.6	Présentation des matériaux.....	7
I.6.1	Acier	7
I.6.2	Moyen d'assemblage	8
I.6.3	Béton.....	8
I.7	Les éléments structuraux.....	9
I.7.1	Les poteaux	9
I.7.2	Les poutres	10
I.7.3	Les contreventements	10
I.7.4	Plancher mixte collaborant	11
I.7.5	Les assemblages	12
I.8	Conclusion.....	12

Chapitre II : Evaluation des charges

II.1	Introduction	14
II.2	Charges permanentes	14

II.2.1	Plancher collaborant.....	14
II.2.2	Toiture métallique « panneau sandwich de couverture ».....	15
II.2.3	Façades des étages (mur rideau en verre, panneau Copanel).....	15
II.2.4	Cloisons intérieures.....	17
II.2.5	Façades RDC.....	17
II.2.6	Escaliers.....	18
II.2.6.1	Volée.....	18
II.2.6.2	Palier.....	18
II.3	Actions variables.....	18
II.4	Les surcharges d'entretien.....	19
II.5	Les charges climatiques « neige et vent ».....	19
II.5.1	Effet de la neige.....	19
II.5.2	Evaluation des charges due à la neige.....	19
II.5.3	Effet du vent.....	20
II.5.3.1	Vent perpendiculaire au long-pan V_1	24
II.5.3.2	Vent perpendiculaire au pignon V_2	27
II.5.3.3	Vent perpendiculaire au long-pan V_3	30
II.5.3.4	Vent perpendiculaire au long-pan V_4	32
II.6	Effet du frottement.....	35
II.7	Conclusion.....	36

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1	Introduction.....	38
III.2	Les pannes.....	38
III.2.1	Introduction.....	38
III.2.2	Evaluation des charges et surcharges.....	38
III.2.3	Calcul des pannes.....	39
III.3	L'échantignole.....	47

III.3.1	Introduction	47
III.4	Etude du plancher mixte collaborant	49
III.4.1	Les solives (poutrelle en acier).....	49
III.4.2	Calcul du plancher mixte	51
III.4.3	Calcul des connecteurs.....	56
III.5	Calcul des escaliers	58
III.5.1	Introduction	58
III.5.2	Conception.....	58
III.5.3	Evaluation des charges.....	59
III.5.4	Dimensionnement des escaliers.....	59
III.4.5.1	Calcul de la volée	61
III.4.5.2	Calcul du limon	62
III.4.5.3	Calcul de la poutre palière.....	64
III.6	Conclusion.....	66

Chapitre IV : Calcul et vérification de l'ossature

IV.1	Introduction	68
IV.2	Etude et dimensionnement des portiques.....	68
IV.3	Modélisation de la structure	69
IV.3.1	Définition de la structure.....	69
IV.3.2	Caractéristiques des barres	69
IV.3.3	Chargements.....	70
IV.3.4	Les combinaisons des charges.....	72
IV.3.5	Résultats de calcul des efforts extrêmes globaux	74
IV.4	Dimensionnement des éléments résistant.....	74
IV.4.1	Vérification Robot	74
IV.4.2	Dimensionnement sous robot	75
IV.4.3	Classification des familles.....	76

IV.5	Note de calcul des éléments porteurs de la structure	76
IV.5.1	Calcul des pannes	76
IV.5.2	Calcul des poteaux.....	78
IV.5.3	Calcul des fermes.....	79
IV.5.4	Calcul des sablières.....	81
IV.5.5	Calcul des poutres principales	83
IV.5.6	Calcul des solives	84
IV.5.7	Calcul des potelets	86
IV.6	Conclusion.....	88

Chapitre V : Etude des assemblages

V.1	Introduction	90
V.2	Principe généraux	90
V.3	Fonctionnement des assemblages	91
V.4	Rôle de l'assemblage	93
V.5	Dimensionnement des assemblages entre différents éléments.....	93
V.5.1	Assemblage poteau- ferme	93
V.5.2	Assemblages poutre-solive.....	98
V.5.3	Assemblage pied de poteau encastré	104
V.5.4	Assemblage ferme –ferme par éclissage	112
V.5.5	Assemblage sablière – poteau	125
V.5.5.1	Type 1	125
V.5.5.2	Type 2	131
V.6	Conclusion.....	136

Chapitre VI : Calcul des fondations

VI.1	Introduction	138
VI.1.1	Choix du type de fondation	139
VI.2	Dimensionnement de la semelle	139

VI.3	Vérification de la contrainte réelle dans le sol	140
VI.4	Calcul des armatures	141
VI.5	Calcul des longrines	145
VI.6	Conclusion.....	147

Chapitre VII : Vérification à l'incendie

VII.1	Introduction.....	149
VII.2	Le feu	149
VII.3	Résistance et réaction au feu des éléments	149
VII.3.1	Résistance au feu.....	150
VII.3.2	Réaction au feu.....	150
VII.3.3	Résistance au feu des éléments en acier	151
VII.4	Protection des éléments métalliques contre le feu	152
VII.4.1	Protection par peinture intumescente	152
VII.4.2	Protection par produits projetés	152
VII.4.3	Protection par plaques	153
VII.5	Application.....	154
VII.5.1	Température de ruine.....	154
VII.5.2	Protection de la poutre.....	156
VII.6	Conclusion	159
	Conclusion générale	161
	Références bibliographiques	163
	Règlements techniques	164
	Références netographiques	165
	Annexe 1	167
	Annexe 2	169
	Annexe 3	170

Liste des tableaux

Tableau I. 1 : Caractéristiques mécaniques des aciers pour béton.....	9
Tableau II. 1 : Valeur de la pression dynamique de référence (tableau 2.2.RNV2013).....	21
Tableau II. 2 : Définition des catégories de terrain (tableau 2.4.RNV2013).	21
Tableau II. 3 : Résultats des pressions de chaque niveau.	23
Tableau II. 4 : Valeurs de Cpe pour les parois verticales V1.....	24
Tableau II. 5 : Valeurs de Cpe pour la toiture V1.	25
Tableau II. 6 : Valeurs des pressions Wzj dans les parois.	27
Tableau II. 7 : Valeurs des pressions Wzj dans la toiture.	27
Tableau II. 8 : Valeurs de Cpe pour les parois verticales V2.....	28
Tableau II. 9 : Valeurs de Cpe pour la toiture V2.	29
Tableau II. 10 : Valeurs des pressions Wzj dans les parois.	29
Tableau II. 11 : Valeurs des pressions Wzj dans la toiture.	30
Tableau II. 12 : Valeurs de Cpe pour les parois verticales V3.....	31
Tableau II. 13 : Valeurs de Cpe pour la toiture V3.	32
Tableau II. 14 : Valeurs des pressions Wzj dans les parois.	32
Tableau II. 15 : Valeurs des pressions Wzj dans la toiture.	32
Tableau II. 16 : Valeurs de Cpe pour les parois verticales V4.....	33
Tableau II. 17 : Valeurs des pressions Wzj dans les parois.	35
Tableau II. 18 : Valeurs des pressions Wzj dans la toiture.	35
Tableau III. 1 : Caractéristiques du profilé IPE220.....	39
Tableau III. 2 : Caractéristiques du profilé IPE140.....	43
Tableau III. 3 : Sections des pannes	46
Tableau III. 4 : Caractéristiques du profilé IPE220.....	50
Tableau III. 5 : Evaluation des charges et surcharges (palier +volée).....	59

Tableau III. 6 : Caractéristiques du profilé L 45×45×5.....	62
Tableau III. 7 : Caractéristiques du profilé UAP 150.....	63
Tableau III. 8 : Caractéristiques du profilé HEA 100.....	65
Tableau III. 9 : Les différents profilés adoptés pour les éléments de l'escalier.....	65
Tableau IV. 1 : Données des sections de la structure.....	69
Tableau IV. 2 : Les différents types de chargement.....	70
Tableau IV. 3 : Combinaisons de charges.....	72
Tableau IV. 4 : Efforts extrêmes globaux de la structure.....	74
Tableau IV. 5 : Résultats de vérification des profilées.....	75
Tableau IV. 6 : Résultats de dimensionnement des familles sous ROBOT.....	75
Tableau IV. 7 : Les sections adoptées des différentes des familles.....	76
Tableau V. 1 : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.....	92
Tableau VI. 1 : Valeurs des efforts extrêmes dans les poteaux à ELU et ELS.....	139
Tableau VII. 1 : Caractéristiques du profilé IPE140.....	154
Tableau VII. 2 : Epaisseur des plaques Promatect en fonction de la résistance, du coefficient de massivité et de la température critique.....	158

Liste des figures

Figure I. 1 : Présentation en perspective de la structure.....	4
Figure I. 2 : Façades longitudinales	4
Figure I. 3 : Façades transversales	5
Figure I. 4 : Coupe transversale profil 2.....	5
Figure I. 5 : Coupe transversale profil 5.....	6
Figure I. 6 : Vue en plan de la structure	6
Figure I. 7 : Les différentes formes des poteaux en acier.....	10
Figure I. 8 : Composition d'un plancher mixte collaborant	11
Figure II. 1 : Exemple d'un plancher collaborant.....	15
Figure II. 2 : Panneau sandwich à âme en laine minérale	15
Figure II. 3 : Mur rideau en verre à cadre nu.....	16
Figure II. 4 : Exemple des structures réalisées en panneau Copanel	17
Figure II. 5 : Les dimensions de brique utilisé	17
Figure II. 6 : Escalier métallique	18
Figure II. 7: Force exercée sur les obstacles.....	20
Figure II. 8 : Hauteur de référence et profil correspondant de la pression dynamique.....	22
Figure II. 9 : Action du vent dans la structure	23
Figure II. 10 : Surfaces des parois verticales pour le vent 1	24
Figure II. 11 : Surfaces des toitures plates pour le vent 1	25
Figure II. 12 : Surfaces des parois verticales pour le vent 2	27
Figure II. 13 : Surfaces des toitures plates pour le vent 2	28
Figure II. 14 : Surfaces des parois verticales pour le vent 3	30
Figure II. 15 : Surfaces des toitures plates pour le vent 3	31
Figure II. 16 : Surfaces des parois verticales pour le vent 4	33

Figure II. 17 : Surfaces des toitures plates pour le vent 4	34
Figure III. 1 : Disposition de la panne.....	38
Figure III. 2 : Disposition de l'échantignole	47
Figure III. 3 : Disposition des solives	50
Figure III. 4 : Montage poutre dalle.....	51
Figure III. 5 : La distribution des contraintes élastiques dans la section mixte	54
Figure III. 6 : Distribution plastique des contraintes avec A.N dans la dalle	55
Figure III. 7 : Caractéristique du connecteur.....	56
Figure III. 8 : Escalier métallique	58
Figure III. 9 : Dimensionnement des escaliers	58
Figure III. 10 : Dimensions de l'escalier du RDC	59
Figure III. 11 : Dimensions de l'escalier des étages.....	59
Figure III. 12 : Les charges sur les escaliers	63
Figure III. 13 : Schéma statique de la poutre palière	64
Figure IV. 1 : Vue en 3D de la structure modélisée.....	69
Figure V. 1 : Types d'assemblages en fonction des éléments assemblés.....	91
Figure V. 2 : Mode de travail des boulons ordinaires	91
Figure V. 3 : Boulons de haute résistance	92
Figure V. 4 : Vue en 3D d'assemblage poteau - traverse	94
Figure V. 5 : Schéma d'assemblage (poteau-traverse).....	96
Figure V. 6 : Vue en 3D d'assemblage poutre - solive	98
Figure V. 7 : Schéma d'assemblage (poutre-solive)	101
Figure V. 8 : Vue en 3D d'assemblage pied de poteau	104
Figure V. 9 : Schéma d'assemblage (pied poteau).....	106
Figure V. 10 : Vue en 3D de l'éclissage de la ferme.....	112

Figure V. 11 : Schéma d'éclissage (ferme-ferme)	118
Figure V. 12 : Vue en 3D d'assemblage sablière poteau type 1	125
Figure V. 13 : Vue en 3D d'assemblage sablière poteau type 2	131
Figure VI. 1 : Descriptions des types de fondations.....	138
Figure VI. 2 : Coupe B-B de la semelle	144
Figure VI. 3 : Coupe A-A de la semelle	144
Figure VI. 4 : Vue en plan de la semelle	145
Figure VI. 5 : Schéma de ferrailage des longrines.....	147
Figure VII. 1 : Triangle du feu.....	149
Figure VII. 2 : Variation relative avec la température de la limite d'élasticité	151
Figure VII. 3 : Variation relative avec la température de la résistance à la rupture des aciers de construction.....	151
Figure VII. 4 : Système intumescent.....	152
Figure VII. 5 : Protection projetée par plaque en plâtre.....	153
Figure VII. 6 : Protection en plaque.....	153
Figure VII. 7 : Répartition des contraintes en fonction des moments	155
Figure VII. 8 : Courbe température-temps conventionnelle (ISO 834)	156
Figure VII. 9 : Protection par plaques.....	157

Introduction générale

Introduction générale

L'acier s'impose comme un matériau de prédilection dans le domaine de la construction, en particulier pour les structures à grandes portées. Sa légèreté, sa résistance mécanique élevée et sa capacité à être préfabriqué en atelier permettent un montage rapide et efficace sur chantier. En outre, l'acier se distingue par sa flexibilité architecturale, sa recyclabilité et sa facilité de modification, des qualités particulièrement recherchées dans une optique de développement durable.

Cependant, malgré ces atouts, l'acier présente également certaines limites. Il est sensible à la corrosion et offre une faible résistance au feu. De plus, son coût initial peut être relativement élevé, et il nécessite un entretien périodique. Ces contraintes exigent la mise en place de protections spécifiques, telles que des peintures antirouille pour prévenir la corrosion, et des peintures intumescentes pour assurer une résistance accrue au feu. Néanmoins, la préfabrication en atelier et la rapidité de mise en œuvre sur site permettent souvent de compenser une partie du coût global du projet.

Dans ce contexte, ce mémoire s'attache à étudier de manière approfondie la conception structurale d'une imprimerie « R+2 » en charpente métallique. Il s'articule autour de deux axes principaux : une approche traditionnelle basée sur le dimensionnement manuel, et une approche moderne s'appuyant sur l'utilisation du logiciel Robot Structural Analysis. Cette double démarche vise à renforcer les compétences techniques acquises durant la formation, tout en confrontant la théorie aux pratiques professionnelles actuelles.

L'objectif principal de ce travail est donc de consolider les connaissances en charpente métallique à travers une application concrète, tout en développant une méthodologie rigoureuse de conception. À terme, ce mémoire vise également à constituer un travail académique en vue de l'obtention du diplôme de Master II en génie civil spécialisé dans les structures.

Chapitre I

Généralités

I.1 Introduction

L'utilisation du métal dans les constructions et les ouvrages en génie civil s'est développée à la fin du 19^{ème} siècle avec l'essor de l'industrie sidérurgique. La charpente métallique, particulièrement prisée pour les hangars, offre robustesse, rapidité de montage et polyvalence. Utilisée dans l'industrie, l'agriculture et la logistique, elle permet de créer de vastes espaces sans supports intermédiaires. Les structures en acier se distinguent par leur solidité, leur durabilité et leur caractère recyclable.

Dans ce chapitre, nous présentons notre projet qui consiste en l'étude de la structure d'un bâtiment étagé avec une toiture à un seul versant, caractérisé par un esthétisme contemporain. Ce type de toiture est désormais privilégié dans les nouvelles constructions pour sa facilité et son aspect économique.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet de fin d'étude consiste à concevoir et à dimensionner la structure métallique d'une imprimerie située dans la zone industrielle « Palma » de Constantine. Cette région est classée selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024) comme une zone de sismicité élevée V. En ce qui concerne les surcharges climatiques, le site d'implantation, à une altitude de 536 m, est classé en zone A pour la neige et en zone I pour le vent.

L'imprimerie se distingue par une toiture à mono-pente présentant « une inclinaison de 5 % ». Elle se compose de deux blocs distincts : le premier est dédié aux fonctions administratives, tandis que le second est réservé aux activités de stockage et d'impression. Elle occupe une surface de 981.9 m² avec une longueur de 54.55 m et une largeur de 18 m.

Le bloc 1 est un bâtiment à plusieurs niveaux : le rez-de-chaussée présente une hauteur de 5 mètres, tandis que les étages supérieurs ont une hauteur de 3 mètres.

Cette imprimerie bénéficie d'un éclairage naturel pendant la journée grâce à ses murs rideaux vitrés.



Figure I. 1 : Présentation en perspective de la structure

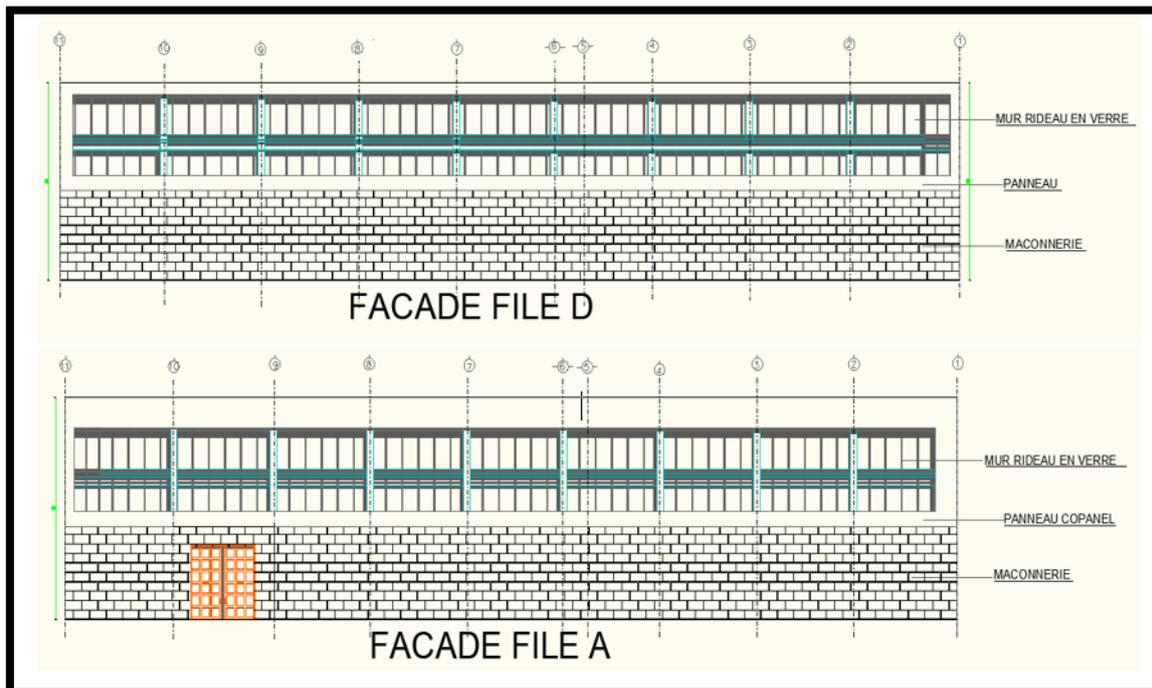


Figure I. 2 : Façades longitudinales

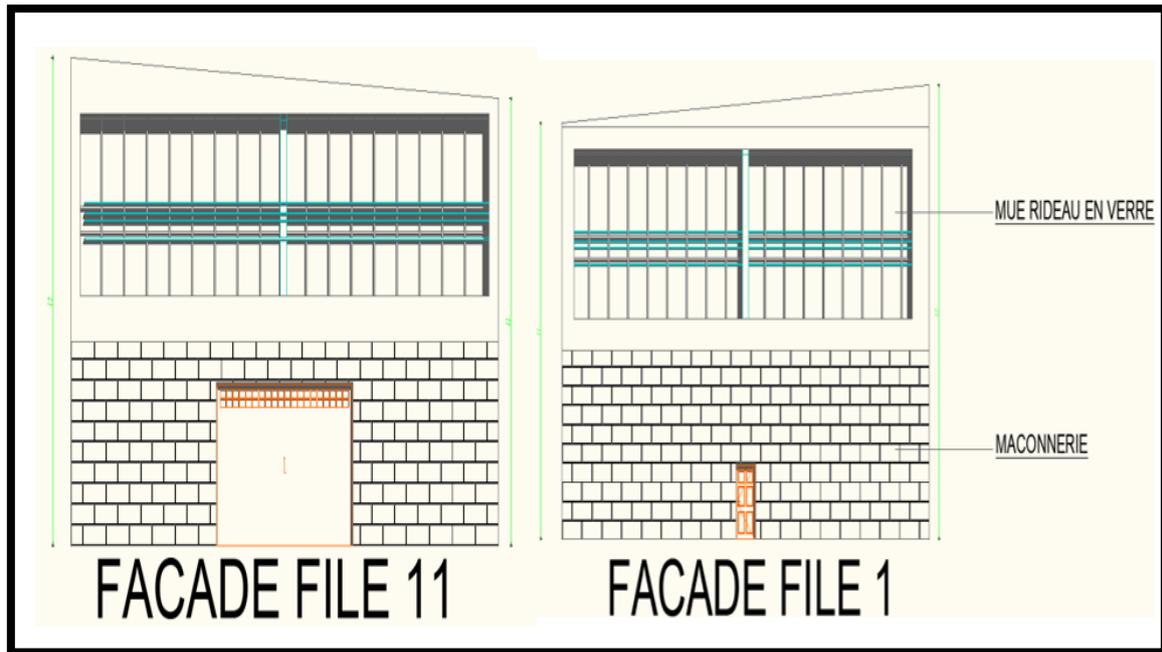


Figure I. 3 : Façades transversales

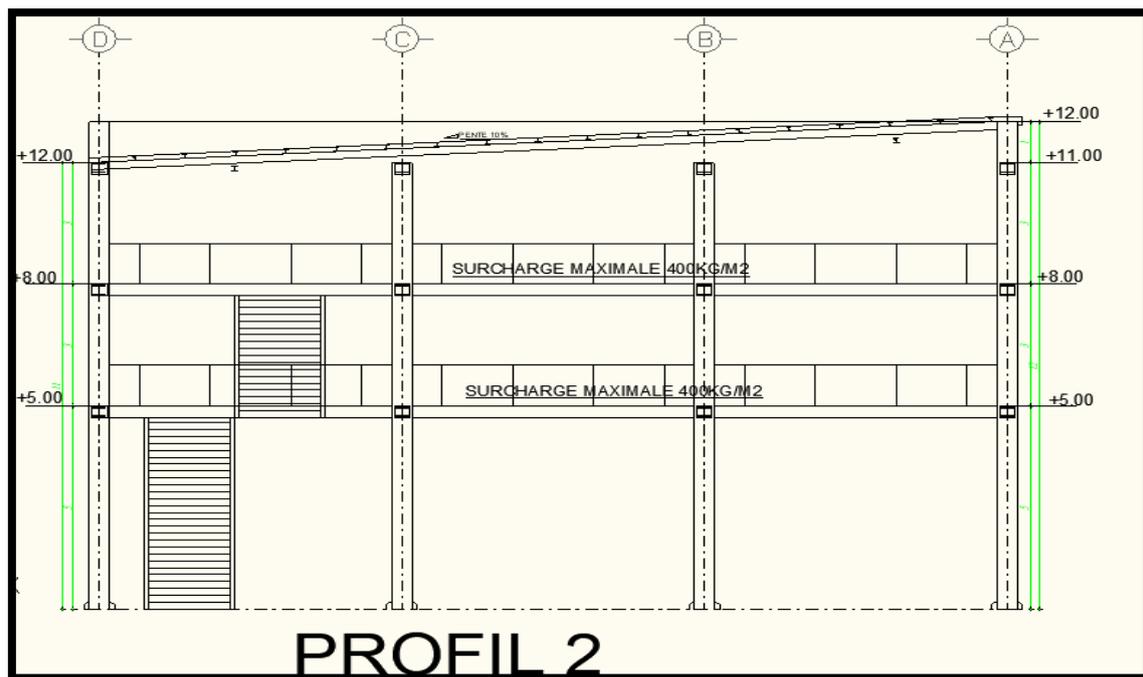


Figure I. 4 : Coupe transversale profil 2

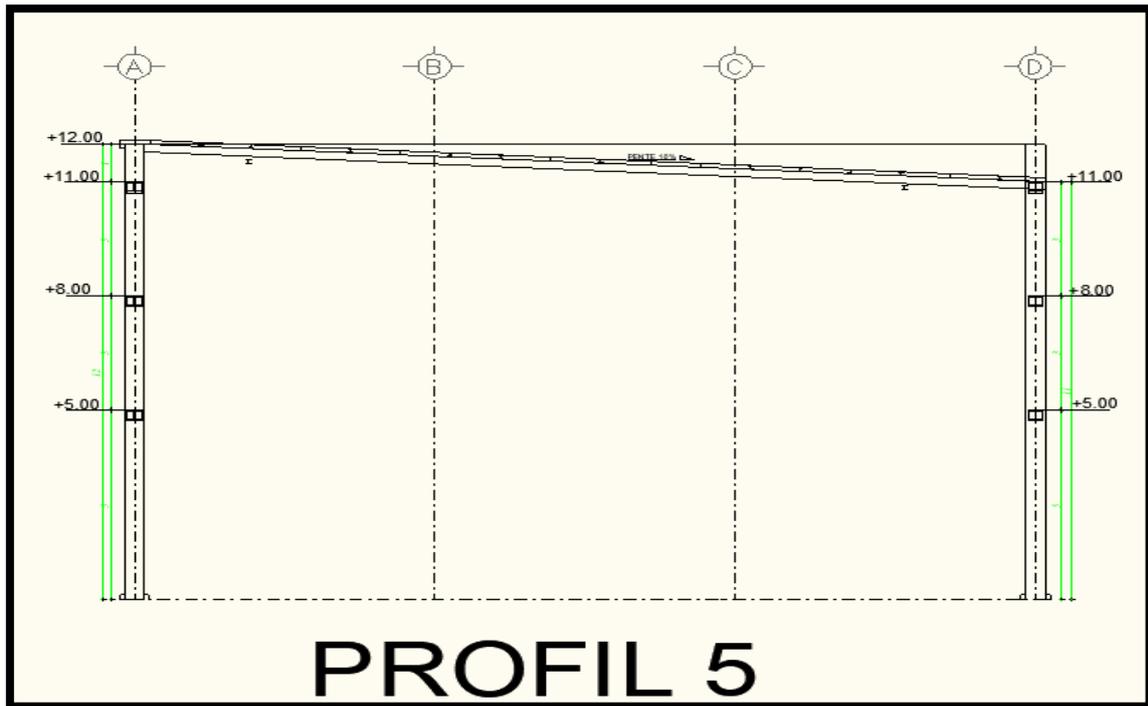


Figure I. 5 : Coupe transversale profil 5

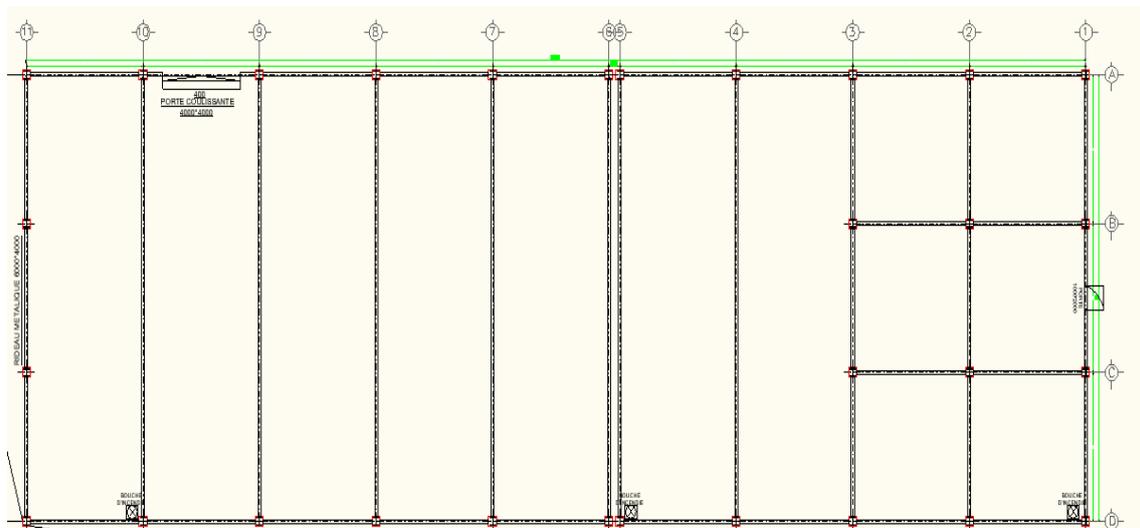


Figure I. 6 : Vue en plan de la structure

I.3 Données géométriques du projet

Suivant le plan les dimensions de la structure sont les suivantes :

- ❖ Largeur → $L_x = 18 \text{ m.}$
- ❖ Longueur → $L_y = 54.55 \text{ m.}$
- ❖ Hauteur de RDC → $h = 5 \text{ m.}$
- ❖ Hauteur de 1^{er} étage → $h = 3 \text{ m.}$

- ❖ Hauteur de 2^{ème} étage \longrightarrow $h = 3 \text{ m.}$
- ❖ Hauteur de toiture \longrightarrow $h = 1 \text{ m.}$
- ❖ Hauteur totale \longrightarrow $h_1 = 12 \text{ m et } h_2 = 11 \text{ m.}$

I.4 Définition des zones d'implantation du projet

- ❖ Zone de neige \longrightarrow A
- ❖ Zone de vent \longrightarrow I
- ❖ Altitude \longrightarrow 536 m
- ❖ Catégorie de terrain \longrightarrow IV

I.5 Règlements techniques

Les règlements utilisés dans cette étude sont :

- ❖ **RPA 2024** : Règlement Parasismique Algériennes version 2024.
- ❖ **BAEL** : Béton Armé aux Etats Limites.
- ❖ **DTR C 2-4.7** : Règlement Neige et Vent 2013.
- ❖ **DTR BC- 2.2** : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- ❖ **NF EN 1993, Euro code 3** : Calcul des structures en acier.
- ❖ **EN 1994, Euro code 4** : Calcul des structures mixtes acier-béton.

I.6 Présentation des matériaux

I.6.1 Acier

Pour la réalisation de notre structure, on a utilisé des aciers de construction laminés à chaud. Et dont les caractéristiques sont les suivantes :

Propriétés de l'acier S235 :

*La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa.}$

*La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa.}$

* Le module de Young : $E = 210\,000 \text{ MPa.}$

*Le poids volumique : $\rho = 7850 \text{ daN/ m}^3.$

*Le coefficient de poisson : $\nu = 0.3$

*Le module de cisaillement : $G = E / (2(1+\nu)) = 81000 \text{ MPa.}$

*Le coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

Pour ferrailer notre fondation, on utilise des barres d'acier de haute adhérence HR de nuance $F_e 500$.

I.6.2 Moyen d'assemblage

Les principaux moyens d'assemblages des systèmes structuraux, qui assurent la stabilité sont :

*Boulons à haute résistance et boulons ordinaires.

*Soudures dont les caractéristiques mécaniques sont au moins équivalentes à celles des nuances d'acier utilisées (**Touahri, 2023**).

I.6.3 Béton

L'utilisation du béton est pour la réalisation des fondations.

* Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m^3 .

* Le béton de propreté est dosé à 150 kg/m^3 .

I.6.3.1 Résistance de béton

❖ Caractéristiques du béton :

Le béton est caractérisé par :

*La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

*La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de la Compression par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

*Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4 \times 10^{-6}$

I.6.3.2 Contraintes limites

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime est donnée par :

$$\mathcal{F}_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

➤ Etat limite de service

La contrainte de compression limite de service est donnée par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$

➤ Contraintes de cisaillement

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

*Fissuration peu nuisible : $\tau = \min (0.13 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$.

*Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau = \min(0.10 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$.

➤ **Coefficient de Poisson**

Selon le BAEL, les valeurs sont les suivantes :

À l'ELU $\longrightarrow v = 0$

À l'ELS $\longrightarrow v = 0.2$

➤ **Acier des barres de ferrailage :**

Tableau I. 1 : Caractéristiques mécaniques des aciers pour béton.

Nuances		F _y (MPa)
Barres HA	F _e 400	400
	F _e 500	500

➤ **Contraintes limites**

❖ **Etat limite ultime**

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

*En cas de situations accidentelles : $\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$

*En cas de situations normales : $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

❖ **Etat limite de service**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

*Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

*Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}})$.

* Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(1/2 f_e; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}})$.

I.7 Les éléments structuraux

I.7.1 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux qui transmettent les charges verticales des planchers aux fondations. Utilisés en construction métallique comme supports d'ossature. Ces poteaux travaillent en flexion composée et sont contraints au flambement. Il existe plusieurs types de poteaux :

*Les sections en I ou H (laminés à chaud) pour raccorder les poutres dans les deux directions.

*Les sections caissonnées ou pleines en acier.

*Les profilés creux et les poteaux composés (**net, 1**).

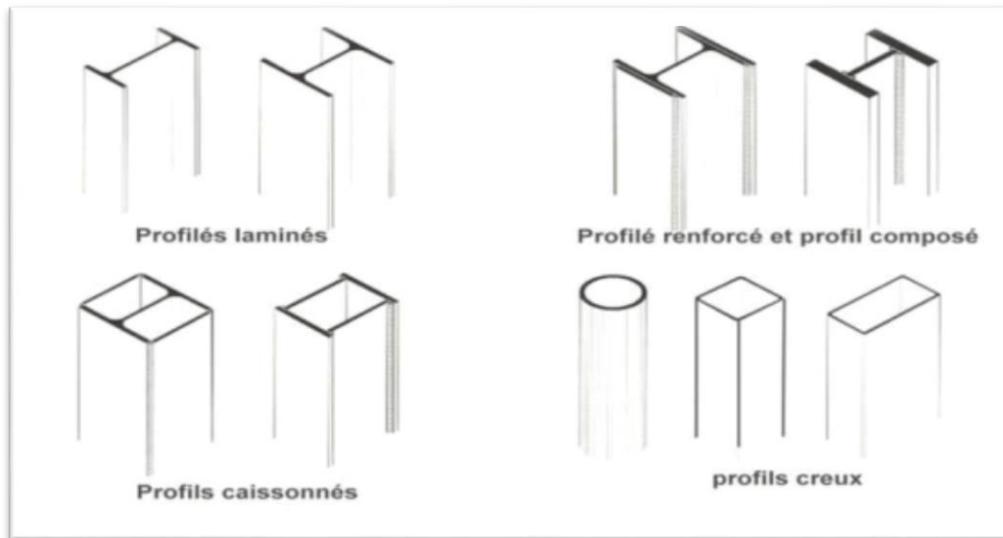


Figure I. 7 : Les différentes formes des poteaux en acier (**Hamici, 2021**)

I.7.2 Les poutres

Les poutres métalliques ou poutrelles métalliques sont les éléments horizontaux ou inclinés des structures métalliques. Elles sont bien souvent fabriquées en acier laminé. La poutre a pour fonction de soutenir toute la charpente métallique. On distingue plusieurs types de poutrelles métalliques :

*Les poutrelles en I. Disponibles sous le format IPE et PRS (poutres reconstituées soudées).

*Les poutres en U, en format UPN et UPE, caractérisées par des ailes formant un u en allant du même côté.

*Les poutres en H, variables de la poutre en I avec des ailes très larges et d'épaisseur variable (**net, 1**).

I.7.3 Les contreventements

Comme son nom l'indique, le contreventement doit reprendre l'action du vent et du séisme. Ce terme est étendu à la plupart des pièces qui assurent l'indéformabilité de la construction, qui maintiennent les pièces principales dans leurs plans de pose. Les fonctions importantes des contreventements sont donc :

* Limiter les déformations.

* Assurer la stabilité de forme de la structure.

Il existe différents types de contreventement : les contreventements verticaux (palés de stabilité, portiques, ...), les horizontaux (poutre au vent, plancher, ...) (**net, 1**).

Dans notre cas, les contreventements verticaux sont assurés par les portiques dans les deux directions. Tandis que les contreventements horizontaux sont assurés par des poutres au vent pour la toiture et les planchers mixtes pour les étages courants.

I.7.4 Plancher mixte collaborant

Les planchers doivent résister aux charges verticales s'appliquant directement sur eux. Les planchers courants sont mixtes à dalle collaborante dont la composition est illustrée sur la figure ci-dessous.

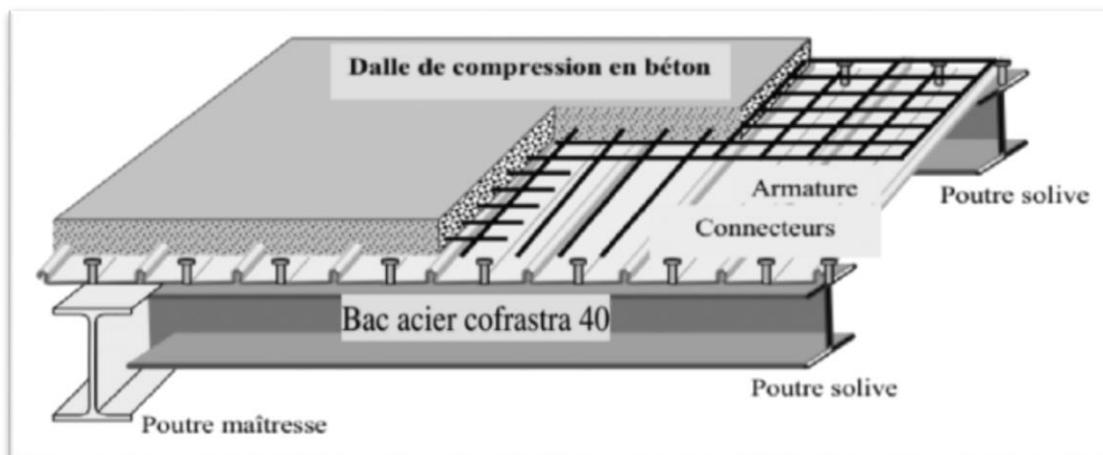


Figure I. 8 : Composition d'un plancher mixte collaborant (**net, 2**)

Les structures mixtes en acier et béton présentent des avantages considérables, tant sur le plan statique qu'économique. L'ossature en acier, reliée à la dalle en béton par des connecteurs, assure une interaction optimale entre les deux matériaux, leur permettant d'exploiter pleinement leurs propriétés respectives. Parmi les principaux atouts de ces structures figurent une capacité de charge accrue, une diminution du poids des éléments en acier, une hauteur globale réduite, une rigidité améliorée et une meilleure résistance au feu.

I.7.5 Les assemblages

Les assemblages sont des procédés d'attachement entre plusieurs éléments afin d'assurer la continuité de la structure dans les points assemblés. Dans la charpente métallique, les moyens d'assemblage utilisés sont les assemblages boulonnés «sous une forme démontable» et soudés « sous une forme permanente ». Les assemblages boulonnés peuvent être réalisés en rivets, en boulons ordinaires ou en boulons à haute résistance avec précontrainte (**Khalidi, 2021**). Leur rôle est crucial pour assurer la résistance et la stabilité de la structure.

Ils concernent :

- *Les assemblages poutre – poutre.
- * Les assemblages panne – poutre et les assemblages lisse – poteau.
- *Les assemblages poutre-poteau.
- *Les assemblages des pieds de poteaux.
- *Les assemblages des contreventements.

I.8 Conclusion

On voit bien que dans les structures métalliques, il y'a une variété et une multitude d'éléments qui interviennent dans leur composition et qui sont soumis à des sollicitations diversifiées. Ceci implique le calcul et la vérification d'éléments en acier, en béton et mixtes vis-à-vis de ces différentes sollicitations.

Chapitre II

Evaluation des charges

II.1 Introduction

Comme toute structure, la nôtre est soumise à des actions verticales et horizontales. La réglementation de ces actions sur les structures est une des étapes les plus importantes dans la conception et le dimensionnement des structures en acier. Elle permet de garantir la sécurité et la durabilité du bâtiment en prenant compte les différentes sollicitations auxquelles la charpente sera soumise. Parmi lesquels on a : les charges permanentes, les charges d'exploitations, les charges climatiques et éventuellement les charges sismiques.

Le but de ce chapitre est de définir les différentes charges agissantes sur notre ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrites dans les règlements techniques le DTRB.C2.2 « charges et surcharges » et le DTR C2-47 « neige et vent 2013 ».

II.2 Charges permanentes

Elles désignent le poids propre de l'ossature et de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage (plancher, plafonds, cloisons, revêtements de sol, installations fixes).

II.2.1 Plancher collaborant

Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement. Les planchers des étages sont alors constitués de :

- | | | |
|---|---|--|
| • Solive (estimé IPE 270 avec entre axe 1.5m) | → | $36.1/1.5 = 24.07 \text{ Kg/m}^2$ |
| • Tôle HI-bond 55-750 | → | 9.00 daN/ m^2 |
| • Isolation thermique et phonique en liège « 5 cm » | → | $0.05 \times 400 = 20 \text{ daN/ m}^2$ |
| • Dalle en béton armé « 10 cm » | → | $0.1 \times 2500 = 250 \text{ daN/ m}^2$ |
| • Mortier de pose « 2 cm » | → | $0.02 \times 2000 = 40 \text{ daN/ m}^2$ |
| • Revêtement en carrelage « 2 cm » | → | $0.02 \times 2200 = 44 \text{ daN/ m}^2$ |
| • Faux plafond en plaques de plâtre | → | 10 daN/ m^2 |

$$\mathbf{G = 397.07 \text{ daN/m}^2}$$

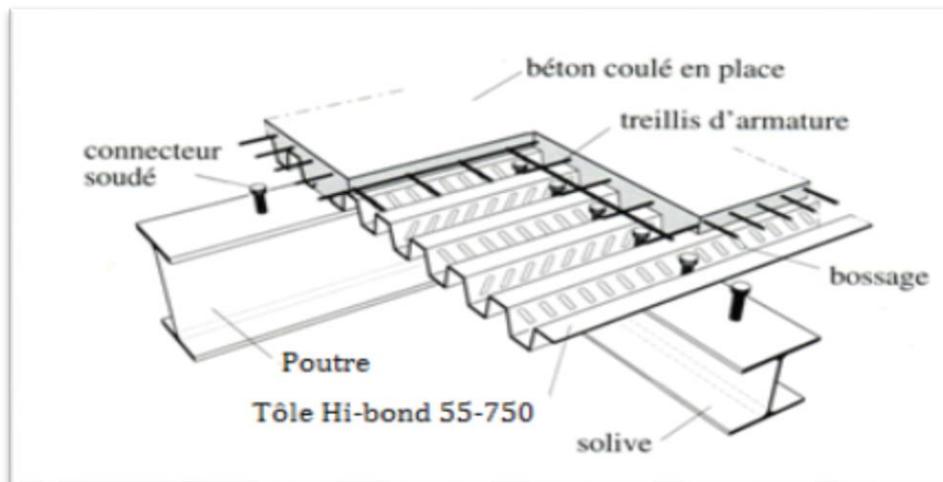


Figure II. 1 : Exemple d'un plancher collaborant (Chouia, 2016)

II.2.2 Toiture métallique « panneau sandwich de couverture »

Le panneau sandwich en laine minérale de roche est fabriqué à partir de basalte et d'autres minerais naturels comme matières premières principales. Le panneau sandwich de laine de roche fondue en fibres à haute température, additionné d'une quantité appropriée de liant et solidifié en plus d'une tôle métallique. Les produits du panneau sandwich en laine de roche conviennent à l'isolation thermique et à l'isolation acoustique des équipements industriels, des bâtiments (net, 3).



Figure II. 2 : Panneau sandwich à âme en laine minérale (net, 3)

- Panneau de couverture « ep 100mm » $\longrightarrow G = 150 \times 0.1 = 15 \text{ daN/m}^2$
- Faux plafond en plaques de plâtre $\longrightarrow G = 10 \text{ daN/m}^2$

II.2.3 Façades des étages (mur rideau en verre, panneau Copanel)

Les façades des étages sont constituées par des murs rideaux en verre à cadre nu et des panneaux Copanel pour recouvrir les éléments extérieurs de la structure.

Le mur-rideau en verre recouvre une grande surface de la façade, apportant une esthétique moderne et unique aux bâtiments, notamment aux bureaux et structures industrielles.

Le mur-rideau en verre à cadre exposé (Bright- frame) est l'ensemble des éléments métalliques visibles du mur-rideau en verre. Le cadre fabriqué en alliage d'aluminium de section spéciale, comporte une rainure pour l'encastrement du panneau de verre. Ce système de façade vitrée offre plusieurs avantages : élégance, luminosité accrue et isolation thermique optimisée selon le type de verre utilisé.

Le double vitrage à isolation renforcée (VIR) est couramment employé, avec une composition typique : « 6 mm verre extérieur » + « 16 mm remplissage argon » + « 6 mm verre intérieur à faible émissivité ». Ce système assure un bon équilibre entre performance et coût, réduisant les pertes de chaleur en hiver et limitant la surchauffe en été.



Figure II. 3 : Mur rideau en verre à cadre nu (net, 4)

- Double vitrage « VIR ep 28 mm » \longrightarrow $G = 2500 \times 0.028 = 70 \text{ Kg/m}^2$

Le panneau Copanel de la société CONNAN est un matériau de façade extérieure innovant, fabriqué en fibre-ciment de cellulose minéralisée. Sa haute densité et sa double compression lui confèrent une grande résistance aux intempéries, au gel, à la pollution et aux moisissures. Esthétique et protecteur, il est disponible en plusieurs finitions et couleurs.

Ce panneau est capable de supporter des pressions de vent jusqu'à $4.38 \times 10^3 \text{ N/m}^2$ (tab.1 annexe 2), ce qui est très supérieur à la pression maximale du vent sur les parois verticales (544 N/m^2).



Figure II. 4 : Exemple des structures réalisées en panneau Copanel (**net, 5**)

- Panneau Copanel « ep 12mm » \longrightarrow $G = 1800 \times 0.012 = 21.6 \text{ daN/m}^2$

II.2.4 Cloisons intérieures

Pour la séparation d'intérieure, on a choisi le type de cloison phonique qui est composée de deux plaques de plâtre de chaque côté « double peau BA13 d'épaisseur 26 mm + rail de 70 mm ».

- Cloisons \longrightarrow $G = 40 \text{ daN/m}^2$

II.2.5 Façades RDC

Le mur en briques du RDC a généralement plusieurs fonctions comme la protection contre l'humidité, la solidité et l'isolation thermique. Il est formé de doubles parois en briques creuses de 15 et de 10 cm, avec un vide d'air de 5 cm et sa hauteur est de 5 m.

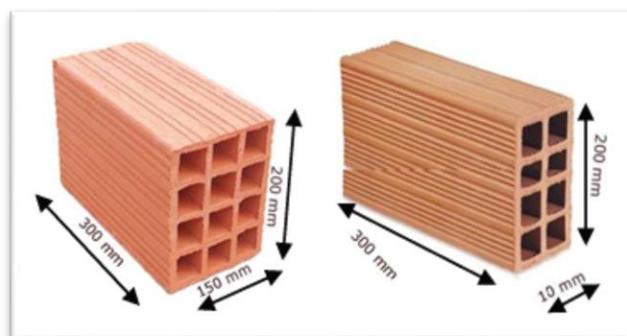


Figure II. 5 : Les dimensions de brique utilisée (**Chouia, 2016**)

- Double brique \longrightarrow $G = 189 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement extérieur \longrightarrow $G = 18 \text{ daN/m}^2$
- Revêtement intérieur \longrightarrow $G = 10 \text{ daN/m}^2$

II.2.6 Escaliers

Les escaliers sont des structures secondaires qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment. Ils sont métalliques avec des marches en tôle, revêtues avec des parquets en lames. Pour chaque étage les escaliers se composent de deux volets de marches portées par un limon (Derghoum et Hambli, 2015).



Figure II. 6 : Escalier métallique (Touahri, 2023)

II.2.6.1 Volée

- Tôle larmée « ep 8 mm, S235» → 44.55 Kg/m²
- Deux profilés en acier « IPE 270 » → $(36.1/1.5)^2 = 48.14 \text{ Kg/m}^2$
- Garde corps → $(10 /1.5)^2 = 13.33 \text{ Kg/m}^2$
- Parquets en bois hêtre « ep 20 mm » → 15 Kg/m²

G = 121.02 daN/m²

II.2.6.2 Palier

- Tôle larmée « ep 8 mm, S235» → 44.55 Kg/m²
- Poutre métallique « HEB 200 » → $61.3/1.6 = 38.31 \text{ Kg/m}^2$
- Garde corps → $10/1.6 = 6.25 \text{ Kg/m}^2$
- Parquets en bois hêtre « ep 20 mm » → 15 Kg/m²

G = 104.11 daN/m²

II.3 Actions variables

Les surcharges d'exploitations sont fixées par règlement technique DTR (charges et surcharges).

Pour notre cas on a :

- Plancher terrasse inaccessible \longrightarrow $Q = 100 \text{ daN/m}^2$
- Plancher étage courant \longrightarrow $Q = 250 \text{ daN/m}^2$
- Escalier \longrightarrow $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

II.4 Les surcharges d'entretien

Dans le cas des toitures inaccessibles, on considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égale aux poids d'un ouvrier et son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 Kg chacune situées 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

Par raison de simplicité, on estime comme charge d'entretien une charge globale de **75 Kg/m²** répartie sur toute la surface de la couverture (**Bensouilah, 2024**).

II.5 Les charges climatiques « neige et vent »

II.5.1 Effet de la neige

La charge de la neige qui s'accumule sur la toiture de la structure et produit une surcharge qu'il faut la prendre en considération pour les vérifications des éléments de cette structure. Pour cela, on a « le règlement RNVA 2013 » qui s'applique à l'ensemble des constructions d'Algérie qui se situent à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre projet est situé à une altitude de 536 m. La charge caractéristique de la neige **S** par unité de surface en projection horizontale sur le seul versant de toiture suite à son accumulation est :

$$S = \mu \times S_K \quad [\text{kN/m}^2]$$

Avec :

S_k : charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et de la zone exprimé en (kN/m²).

μ : coefficient de forme en fonction de la forme de la toiture.

II.5.2 Evaluation des charges due à la neige

- Calcul la charge de la neige :

$$S = \mu \times S_k \quad (\S 3.1.1. RNV2013)$$

- Coefficient de forme μ de toiture à un versant :

$$0^\circ < \alpha = 3.18^\circ < 30^\circ \quad \mu = 0.8 \quad (\text{Tableau 1. RNV2013}) \quad (\text{tab. 1 annexe 1})$$

- Influence de l'altitude :

Zone A :
$$S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100}$$

H = 536m :
$$S_k = \frac{0.07 \times 536 + 15}{100} \longrightarrow S_k = 0.525 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$S = \mu \times S_k = 0.8 \times 0.525 \longrightarrow S = 0.42 \quad (\text{kN/m}^2)$$

- La neige suspendue en débord de toiture :

$$S_e = \frac{k \times S^2}{\gamma} \quad (\text{\S 3.2.2. RNV2013})$$

Selon (§3.2.2.RNVA 2013) : $k = 2.5$; $\gamma = 3$ (kN/m³)

$$S_e = \frac{2.5 \times 0.42^2}{3} \longrightarrow S_e = 0.147 \quad (\text{kN/m})$$

- Charge de neige sur les obstacles :

$$F_s = S \times b \times \sin \alpha \quad (\text{\S 3.3.2. RNV2013})$$

$\text{tg } \alpha = \frac{1}{18} = 0.05 \longrightarrow \alpha = 3.18^\circ$

$F_s = 0.42 \times 18 \times \sin(3.18) \longrightarrow F_s = 0.42 \quad (\text{kN/m})$

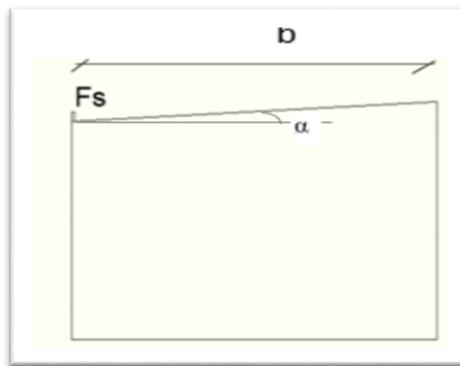


Figure II. 7: Force exercée sur les obstacles

II.5.3 Effet du vent

Le vent est considéré comme une force statique horizontale appliquée à la construction, exprimé en termes de pression ou de force. L'effet du vent est généralement prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ce dans toutes directions possibles.

Les calculs seront établis conformément au règlement RNVA2013.

La pression aérodynamique est donnée par la formule suivante :

$$(\S 2.5.2. RNV2013) \quad W(z_j) = q_p(z_e) \times [c_{pe} - c_{pi}] \quad [\text{N/m}^2]$$

❖ **Pression dynamique de référence $q_{\text{réf}}$:**

Tableau II. 1 : Valeur de la pression dynamique de référence (tableau 2.2.RNV2013).

zone	$q_{\text{réf}} \text{ (N/m}^2\text{)}$
I	375
II	435
III	500
IV	575

Zone I \longrightarrow $q_{\text{réf}} = 375 \text{ (N/m}^2\text{)}$

❖ **Catégorie de terrain :**

Tableau II. 2 : Définition des catégories de terrain (tableau 2.4.RNV2013).

Catégories de terrain	K_T	$Z_0 \text{ (m)}$	$Z_{\text{min}} \text{ (m)}$	ϵ
0 : mer ou zone côtière exposée aux vents de mer.	0.156	0.003	1	0.38
I : lacs ou zone plate et horizontales à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0.170	0.01	1	0.44
II : zone à végétation basse telle que l’herbe, avec ou non quelques obstacles isolées (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d’au moins 20fois leur hauteur.	0.190	0.05	2	0.52
III : zone à ouverture végétale régulière ou des bâtiments ; ou avec des obstacles isolés séparés d’au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines ; des forets permanentes).	0.215	0.3	5	0.61
IV : zone dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15m	0.234	1	10	0.67

Catégorie de terrain IV $\left\{ \begin{array}{l} K_t = 0.234 \\ z_0 = 1 \\ z_{\text{min}} = 10 \\ \epsilon = 0.67 \end{array} \right.$

- ❖ **Hauteur de référence Z_e** : la pression dans les différents étages à une distribution uniforme selon la (figure 2.1.RNV2013).

On a : $h = 12 \text{ m} < b = 18 \text{ m}$

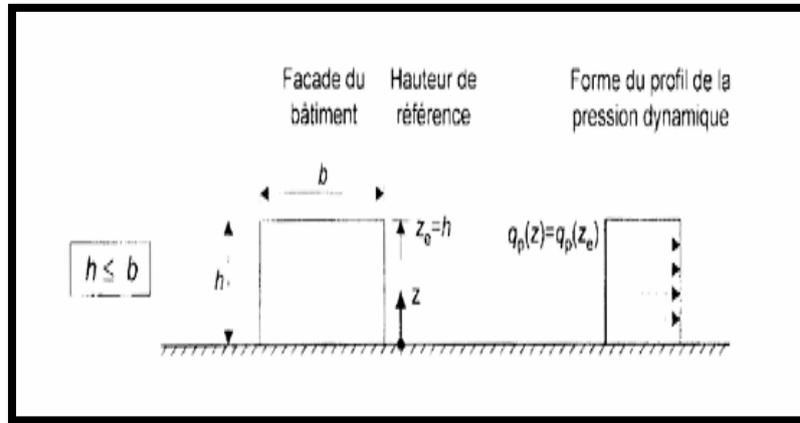


Figure II. 8 : Hauteur de référence et profil correspondant de la pression dynamique

- ❖ **Coefficient dynamique C_d** :

Bâtiment dont la hauteur inférieure à 15m $\longrightarrow C_d = 1$ (§3.2. RNV2013)

- ❖ **Coefficient de topographie C_t** :

$$(\S 2.4.5.2. \text{ RNV2013}) \begin{cases} C_t(z) = 1 \text{ Pour } \varphi < 0.05 & / \quad \varphi = \frac{H}{l_u} \\ C_t(z) = 1 + S_{\max} \times \left(1 - \frac{|x|}{k_{red} \times L}\right) \times e^{-\alpha \left(\frac{z}{L}\right)} & \text{Pour } \varphi \geq 0.05 \end{cases}$$

$C_t = 1$ pour $\varphi < 0.05$ (site plat)

- ❖ **Coefficient de rugosité C_r** :

$$(\S 2.4.4. \text{ RNV2013}) \begin{cases} C_r = k_t \times \ln \frac{z_{\min}}{z_0} & \text{Si } z < z_{\min} \\ C_r = k_t \times \ln \frac{z}{z_0} & \text{Si } z_{\min} < z < 200 \end{cases}$$

Parois : $C_r(11 \text{ m}) = k_t \times \ln \frac{z}{z_0} = 0.234 \times \ln \frac{11}{1} \longrightarrow C_r(11 \text{ m}) = 0.56$

Toiture : $C_r(12 \text{ m}) = k_t \times \ln \frac{z}{z_0} = 0.234 \times \ln \frac{12}{1} \longrightarrow C_r(12 \text{ m}) = 0.58$

- ❖ **L'intensité de turbulence I_v** :

$$(\S 2.4.6. \text{ RNV2013}) \begin{cases} I_v = \frac{1}{C_t \times \ln \left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} & \text{Si } z < z_{\min} \\ I_v = \frac{1}{C_t \times \ln \left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{Si } z > z_{\min} \end{cases}$$

$$I_v (11 \text{ m}) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{11}{1}\right)} \longrightarrow I_v (11 \text{ m}) = 0.42$$

$$I_v (12 \text{ m}) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{12}{1}\right)} \longrightarrow I_v (12 \text{ m}) = 0.40$$

❖ Coefficient d'exposition C_e :

$$C_e(z_e) = C_t^2 \times C_r^2 \times [1 + 7 \times I_v(z)] \quad (§2.4.2. RNV2013)$$

$$C_e(11 \text{ m}) = 1^2 \times 0.56^2 [1 + 7 \times 0.42] \longrightarrow C_e(11 \text{ m}) = 1.23$$

$$C_e(12 \text{ m}) = 1^2 \times 0.58^2 [1 + 7 \times 0.40] \longrightarrow C_e(12 \text{ m}) = 1.28$$

❖ Pression dynamique de pointe q_p :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \quad (\text{N/m}^2) \quad (§2.5.2. RNV2013)$$

$$\text{Parois} : q_p = 375 \times 1.23 \longrightarrow q_p = 461.25 \quad (\text{N/m}^2)$$

$$\text{Toiture} : q_p = 375 \times 1.28 \longrightarrow q_p = 480 \quad (\text{N/m}^2)$$

On résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II. 3 : Résultats des pressions de chaque niveau.

	h (m)	$C_r(z)$	$C_t(z)$	$C_e(z)$	$q_{réf} \text{ (N/m}^2\text{)}$	$q_p \text{ (N/m}^2\text{)}$
RDC	5	0.56	1	1.23	375	461.25
1^{er} étage	3	0.56	1	1.23	375	461.25
2^{ème} étage	3	0.56	1	1.23	375	461.25
Toiture	1	0.58	1	1.28	375	480

• Différentes directions du vent :

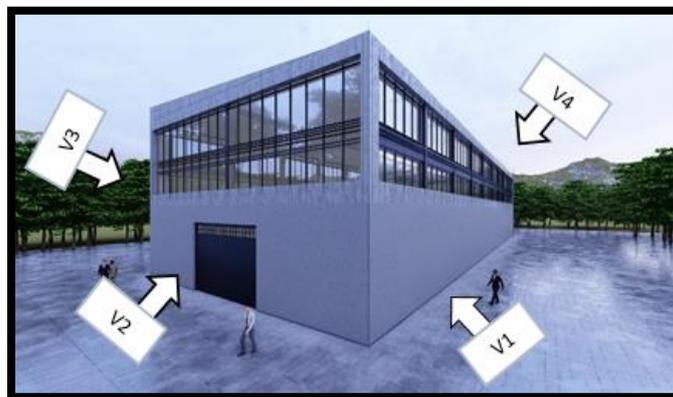


Figure II. 9 : Action du vent dans la structure

II.5.3.1 Vent perpendiculaire au long-pan V₁

a. Parois verticales :

On a : $b = 54.55 \text{ m}$ $h = 11 \text{ m}$ $d = 18 \text{ m}$

$e = \min (b ; 2h) = \min (54.55 ; 2 \times 11) = 22 \text{ m} \longrightarrow e = 22 \text{ m} > d = 18 \text{ m}$

$e > d$: selon RNV2013, on divise les parois comme suit :

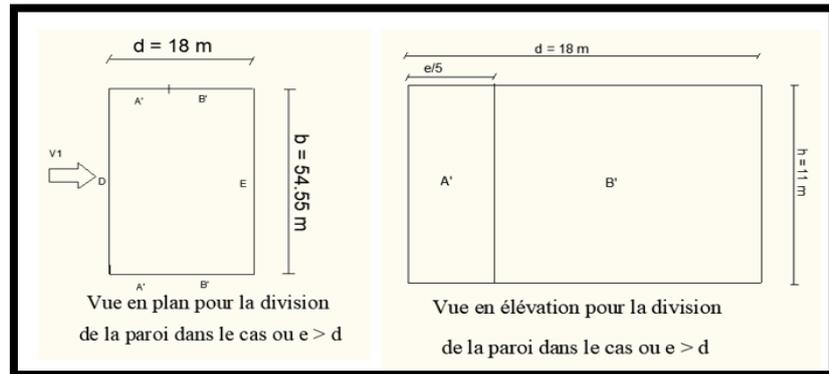


Figure II. 10 : Surfaces des parois verticales pour le vent 1

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$(\S 5.1.1.2. RNV2013) \left\{ \begin{array}{l} C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{Si : } S \leq 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe, 10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{Si : } 10 \text{ m}^2 < S < 100 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{Si : } S \geq 100 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

***Calcul des surfaces :**

$$S_{A'} = (e / 5) \times h = (22 / 5) \times 11 \longrightarrow S_{A'} = 48.4 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_{B'} = (d - e / 5) \times h = (18 - 22 / 5) \times 11 \longrightarrow S_{B'} = 149.6 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_D = b \times h = 54.55 \times 11 \longrightarrow S_D = 600.05 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_E = b \times h = 54.55 \times 11 \longrightarrow S_E = 600.05 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

***Calcul le coefficient de pression extérieure C_{pe} :**

D'après (tableau 5.1.RNV2013) (tab. 2 annexe 1) on a :

Tableau II. 4 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales V1.

A'	B'	D	E
C _{pe, 10}	C _{pe, 10}	C _{pe, 10}	C _{pe, 10}
-1	-0.8	+0.8	-0.3

b. Toiture :

On a : $b = 54.55 \text{ m}$ $h = 12 \text{ m}$

$e = \min (b ; 2h) = \min (54.55 ; 2 \times 12) = 24 \text{ m} \longrightarrow e = 24 \text{ m}$

L'angle de pente $\alpha = 3.18^\circ < 5^\circ$ selon (§5.1.3. RNV2013) ont considérée comme toiture plates.

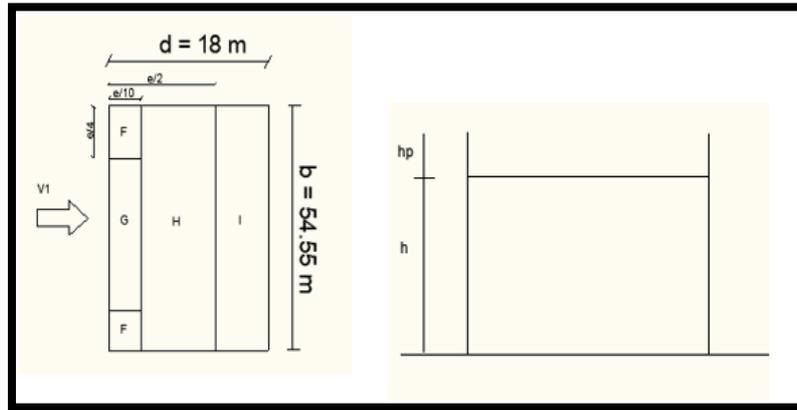


Figure II. 11 : Surfaces des toitures plates pour le vent 1

***Calcul des surfaces :**

$S_F = (e / 10) \times (e / 4) = (24 / 10) \times (24 / 4) \longrightarrow S_F = 14.4 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

$S_G = (e / 10) \times [b - 2 \times (e / 4)] = (24 / 10) \times [54.55 - 2 \times (24 / 4)] \longrightarrow S_G = 102.12 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

$S_H = [(e / 2) - (e / 10)] \times b = [(24 / 2) - (24 / 10)] \times 54.55 \longrightarrow S_H = 523.68 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

$S_I = [d - (e / 2)] \times b = [18 - (24 / 2)] \times 54.55 \longrightarrow S_I = 327.30 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

***Calcul le coefficient de pression extérieur C_{pe} :**

D'après (tableau 5.2.RNV2013) (tab. 3 annexe 1) on a :

Dans notre cas (avec acrotère) $h_p / h = 1/11 = 0.09 \approx 0.1$

Tableau II. 5 : Valeurs de C_{pe} pour la toiture V1.

F	G	H	I
$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$
-1.2	-0.8	-0.7	±0.2

***Calcul le coefficient de pression intérieur C_{pi} :**

D'après (§5.2.1.4.RNV2013) une face d'un bâtiment est considérée comme dominante lorsque :

$$S_{\text{au vent}} \geq 2 \times \sum S_{\text{autres faces}}$$

*Petite porte = (1.0 m × 2.0 m)

*Porte coulissante = (4.0 m × 4.0 m)

*Rideau = (6.0 m × 4.0 m)

* Fenêtres ouvrante (façade longitudinale) = 5 × (0.73 m × 1.2 m)

* Fenêtres ouvrante (façade transversale) = 2 × (0.73 m × 1.2 m)

***Vérification :**

- Direction $V_1 \rightarrow S = 4.38 < 2 \times 49.88$

- Direction $V_2 \rightarrow S = 25.75 < 2 \times 28.51$

- Direction $V_3 \rightarrow S = 20.38 < 2 \times 33.88$

- Direction $V_4 \rightarrow S = 3.75 < 2 \times 50.51$

Conditions non vérifiées

Donc notre bâtiment est sans face dominante on détermine le C_{pi} d'après figure 5.14.RNV2013

On a : $h = 12 \text{ m} / d = 18 \text{ m}$

μ_p : l'indice de perméabilité donné par la formule suivante :

(§5.2.2.2.RNV2013)
$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toute les ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{[(6 \times 4) + (2 \times (1.2 \times 0.73))] + [(1 \times 2) + (2 \times 1.2 \times 0.73)] + [(4 \times 4) + (5 \times 1.2 \times 0.73)]}{[6 \times 4 + 4 \times 4 + 1 \times 2] + [(5 \times 1.2 \times 0.73)2 + (1.2 \times 0.73 \times 2)2]}$$

$\mu_p = 0.92$

D'après (figure 5.14.RNV2013) (fig. 1 annexe 1) :

$\frac{h}{d} = \frac{12}{18} = 0.66 \rightarrow 0.25 < 0.66 < 1$ on utilise l'interpolation comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.25 \rightarrow -0.3 \\ 0.66 \rightarrow x \\ 1 \rightarrow -0.45 \end{array} \right. \rightarrow \frac{0.66-1}{x+0.45} = \frac{0.25-1}{-0.3+0.45} \rightarrow x = -0.38$$

Donc : $C_{pi} = -0.38$

Les valeurs des pressions W_{zj} sont données dans le tableau suivant :

Tableau II. 6 : Valeurs des pressions W_{zj} dans les parois.

Zone	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
A'	461.25	1	-1	-0.38	-285.97
B'	461.25	1	-0.8	-0.38	-193.72
D	461.25	1	+0.8	-0.38	+544.27
E	461.25	1	-0.3	-0.38	+36.9

Tableau II. 7 : Valeurs des pressions W_{zj} dans la toiture.

Zone	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
F	480	1	-1.2	-0.38	-393.6
G	480	1	-0.8	-0.38	-201.6
H	480	1	-0.7	-0.38	-153.6
I	480	1	± 0.2	-0.38	+278.4

II.5.3.2 Vent perpendiculaire au pignon V_2

a. Parois verticales :

On a : $b = 18 \text{ m}$ $h = 11 \text{ m}$ $d = 54.55 \text{ m}$

$e = \min(b ; 2h) = \min(18 ; 2 \times 11) = 18 \text{ m} \longrightarrow e = 18 \text{ m} < d = 54.55 \text{ m}$

$e < d$: selon RNV2013, on divise les parois comme suit :

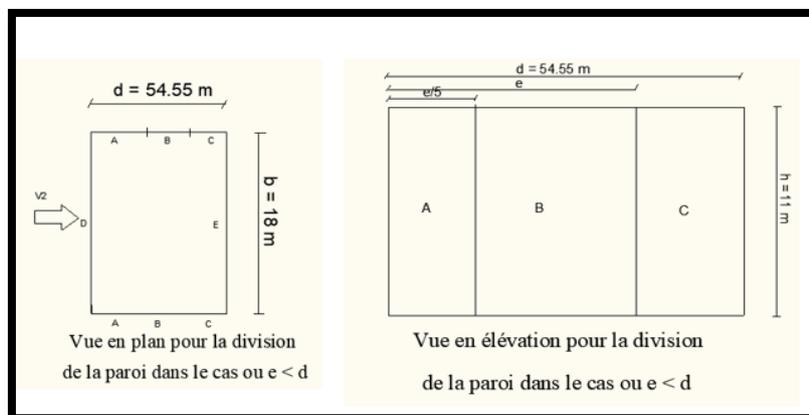


Figure II. 12 : Surfaces des parois verticales pour le vent 2

***Calcul des surfaces :**

$$S_A = (e / 5) \times h = (18 / 5) \times 11 \quad \longrightarrow \quad S_A = 39.6 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_B = (e - e / 5) \times h = (18 - 18 / 5) \times 11 \quad \longrightarrow \quad S_B = 158.4 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_C = (d - e) \times h = (54.55 - 18) \times 11 \quad \longrightarrow \quad S_C = 402.05 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_D = b \times h = 18 \times 11 \quad \longrightarrow \quad S_D = 198 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_E = b \times h = 18 \times 11 \quad \longrightarrow \quad S_E = 198 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

***Calcul le coefficient de pression extérieur C_{pe} :**

D'après (tableau 5.1.RNV2013) (tab. 2 annexe 1) on a :

Tableau II. 8 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales V2.

A	B	C	D	E
$C_{pe, 10}$				
-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

b. Toiture :

On a : $b = 18 \text{ m}$ $h = 12 \text{ m}$

$$e = \min (b ; 2h) = \min (18 ; 2 \times 12) = 18 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad e = 18 \text{ m}$$

L'angle de pente $\alpha = 3.18^\circ < 5^\circ$ selon (§5.1.3. RNV2013) ont considérée comme toiture plates.

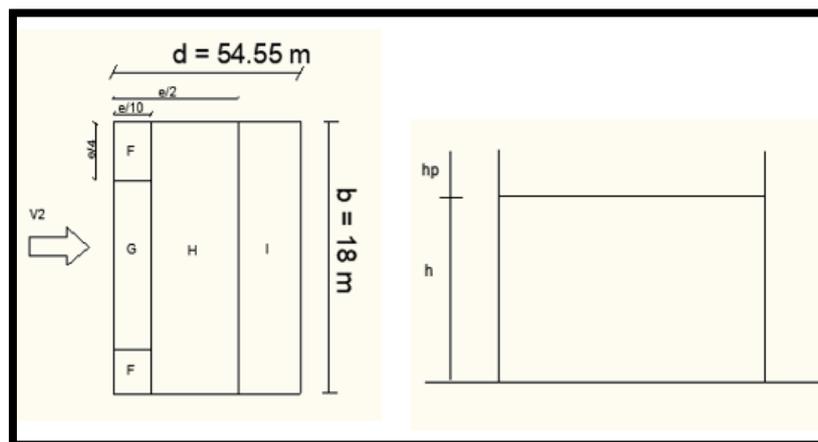


Figure II. 13 : Surfaces des toitures plates pour le vent 2

***Calcul des surfaces :**

$$S_F = (e / 10) \times (e / 4) = (18 / 10) \times (18 / 4) \quad \longrightarrow \quad S_F = 8.1 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

$$S_G = (e / 10) \times [b - 2 \times (e / 4)] = (18 / 10) \times [18 - 2 \times (18 / 4)] \longrightarrow S_G = 16.2 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_H = [(e / 2) - (e / 10)] \times b = [(18 / 2) - (18 / 10)] \times 18 \longrightarrow S_H = 129.6 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_I = [d - (e/2)] \times b = [54.55 - (18/2)] \times 18 \longrightarrow S_I = 819.9 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

*Calcul le coefficient de pression extérieure C_{pe} :

D'après (tableau 5.2.RNV2013) (tab. 3 annexe 1) on a : $h_p / h = 1/11 = 0.09 \approx 0.1$

Tableau II. 9 : Valeurs de C_{pe} pour la toiture V2.

F	G	H	I
$C_{pe, F}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$
-1.25	-0.8	-0.7	±0.2

*Calcul le coefficient de pression intérieure C_{pi} :

$$\mu_p = \frac{[(4 \times 4) + (5 \times (1.2 \times 0.73))] + [(1 \times 2) + (2 \times 1.2 \times 0.73)] + [(5 \times (1.2 \times 0.73))]}{[6 \times 4 + 4 \times 4 + 1 \times 2] + [(5 \times 1.2 \times 0.73)2 + (1.2 \times 0.73 \times 2)2]}$$

$$\mu_p = 0.52$$

D'après (figure 5.14.RNV2013) :

$$\frac{h}{d} = \frac{12}{54.55} = 0.21 \longrightarrow 0.21 < 0.25 \text{ on utilise la courbe de ligne discontinué.}$$

Donc : $C_{pi} = +0.12$

Les valeurs des pressions W_{zj} sont données dans le tableau suivant :

Tableau II. 10 : Valeurs des pressions W_{zj} dans les parois.

Zone	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
A	461.25	1	-1	0.12	-516.60
B	461.25	1	-0.8	0.12	-424.35
C	461.25	1	-0.5	0.12	-285.97
D	461.25	1	+0.8	0.12	+313.65
E	461.25	1	-0.3	0.12	-193.72

Tableau II. 11 : Valeurs des pressions W_{zj} dans la toiture.

Zone	$q_p(z_j)$ (N/m ²)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
F	480	1	-1.25	0.12	-657.6
G	480	1	-0.8	0.12	-441.6
H	480	1	-0.7	0.12	-393.6
I	480	1	± 0.2	0.12	-153.6

II.5.3.3 Vent perpendiculaire au long-pan V_3

a. Parois verticales :

On a : $b = 54.55 \text{ m}$ $h = 11 \text{ m}$ $d = 18 \text{ m}$

$e = \min(b ; 2h) = \min(54.55 ; 2 \times 11) = 22 \text{ m} \longrightarrow e = 22 \text{ m} > d = 18 \text{ m}$

$e > d$: selon RNV2013, on divise les parois comme suit :

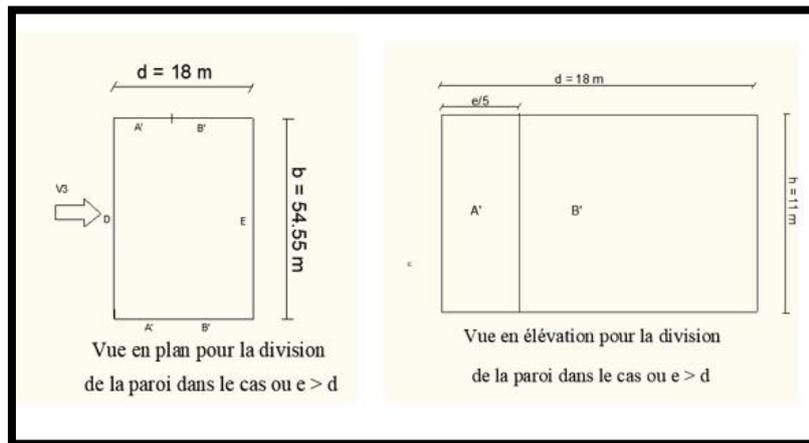


Figure II. 14 : Surfaces des parois verticales pour le vent 3

***Calcul des surfaces :**

$S_{A'} = (e / 5) \times h = (22 / 5) \times 11 \longrightarrow S_{A'} = 48.4 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

$S_{B'} = (d - e / 5) \times h = (18 - 22 / 5) \times 11 \longrightarrow S_{B'} = 149.6 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

$S_D = b \times h = 54.55 \times 11 \longrightarrow S_D = 600.05 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

$S_E = b \times h = 54.55 \times 11 \longrightarrow S_E = 600.05 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

***Calcul le coefficient de pression extérieure C_{pe} :**

D'après (tableau 5.1.RNV2013) (tab. 2 annexe 1) on a :

Tableau II. 12 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales V3.

A'	B'	D	E
$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$	$C_{pe, 10}$
-1	-0.8	+0.8	-0.3

b. Toiture :

On a : $b = 54.55 \text{ m}$ $h = 12 \text{ m}$

$e = \min (b ; 2h) = \min (54.55 ; 2 \times 12) = 24 \text{ m} \longrightarrow e = 24 \text{ m}$

L'angle de pente $\alpha = 3.18^\circ < 5^\circ$ selon (§5.1.3. RNV2013) ont considérée comme toiture plates.

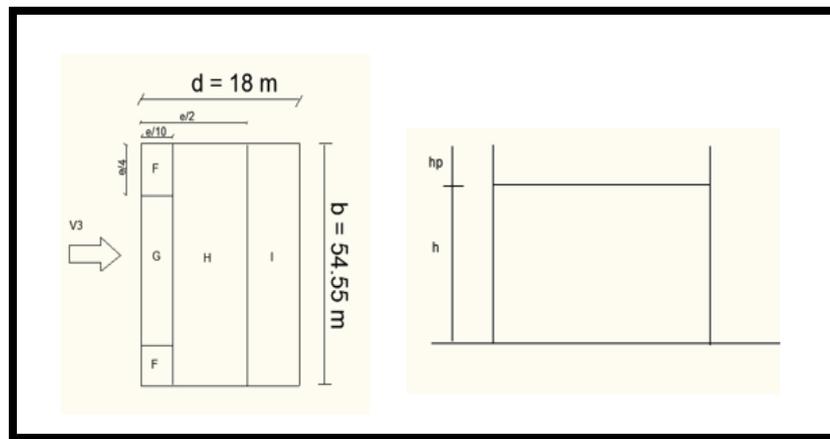


Figure II. 15 : Surfaces des toitures plates pour le vent 3

***Calcul des surfaces :**

$$S_F = (e / 10) \times (e / 4) = (24 / 10) \times (24 / 4) \longrightarrow S_F = 14.4 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_G = (e / 10) \times [b - 2 \times (e / 4)] = (24 / 10) \times [54.55 - 2 \times (24 / 4)] \longrightarrow S_G = 102.12 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_H = [(e / 2) - (e / 10)] \times b = [(24 / 2) - (24 / 10)] \times 54.55 \longrightarrow S_H = 523.68 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_I = [d - (e / 2)] \times b = [18 - (24 / 2)] \times 54.55 \longrightarrow S_I = 327.30 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

***Calcul le coefficient de pression extérieure C_{pe} :**

D'après (tableau 5.2.RNV2013) (tab. 3 annexe 1) on a :

Dans notre cas arêtes vives (sans acrotère).

Tableau II. 13 : Valeurs de Cpe pour la toiture V3.

F	G	H	I
C _{pe, 10}	C _{pe, 10}	C _{pe, 10}	C _{pe, 10}
-1.8	-1.2	-0.7	±0.2

***Calcul le coefficient de pression intérieur C_{pi} :**

$$\mu_p = \frac{[(6 \times 4) + (2 \times (1.2 \times 0.73))] + [(1 \times 2) + (2 \times 1.2 \times 0.73)] + [(5 \times 1.2 \times 0.73)]}{[6 \times 4 + 4 \times 4 + 1 \times 2] + [(5 \times 1.2 \times 0.73)2 + (1.2 \times 0.73 \times 2)2]}$$

μ_p = 0.62

$\frac{h}{d} = \frac{12}{18} = 0.66 \longrightarrow 0.25 < 0.66 < 1$ on utilise l'interpolation.

Donc : **C_{pi} = -0.38**

Les valeurs des pressions W_{zj} sont données dans le tableau suivant :

Tableau II. 14 : Valeurs des pressions Wzj dans les parois.

Zone	q _p (z _e) (N/m ²)	C _d	C _{pe}	C _{pi}	W (z _j) (N/m ²)
A'	461.25	1	-1	-0.38	-285.97
B'	461.25	1	-0.8	-0.38	-193.72
D	461.25	1	+0.8	-0.38	+544.27
E	461.25	1	-0.3	-0.38	+36.9

Tableau II. 15 : Valeurs des pressions Wzj dans la toiture.

Zone	q _p (z _e) (N/m ²)	C _d	C _{pe}	C _{pi}	W (z _j) (N/m ²)
F	480	1	-1.8	-0.38	-681.6
G	480	1	-1.2	-0.38	-393.6
H	480	1	-0.7	-0.38	-153.6
I	480	1	±0.2	-0.38	+278.4

II.5.3.4 Vent perpendiculaire au long-pan V₄

a. Parois verticales :

On a : b = 18 m h = 11 m d = 54.55 m

e = min (b ; 2h) = min (18 ; 2×11) = 18 m \longrightarrow e = 18 m < d = 54.55 m

$e < d$: selon RNV2013, on divise les parois comme suit :

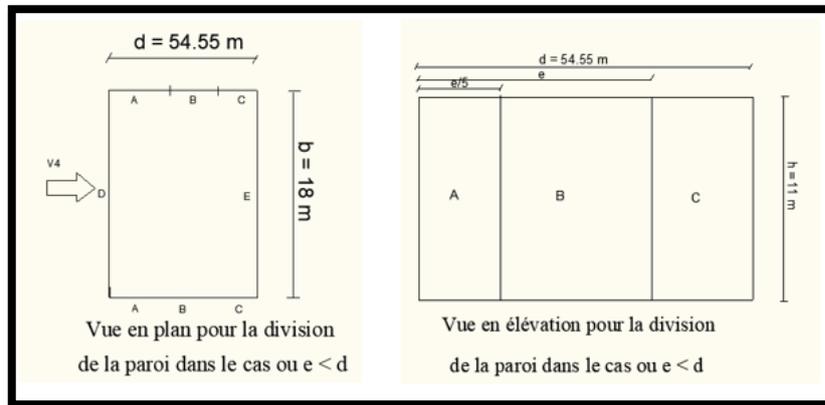


Figure II. 16 : Surfaces des parois verticales pour le vent 4

*Calcul des surfaces :

$$S_A = (e / 5) \times h = (18 / 5) \times 11 \quad \longrightarrow \quad S_A = 39.6 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_B = (e - e / 5) \times h = (18 - 18 / 5) \times 11 \quad \longrightarrow \quad S_B = 158.4 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_C = (d - e) \times h = (54.55 - 18) \times 11 \quad \longrightarrow \quad S_C = 402.05 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_D = b \times h = 18 \times 11 \quad \longrightarrow \quad S_D = 198 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_E = b \times h = 18 \times 11 \quad \longrightarrow \quad S_E = 198 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

*Calcul le coefficient de pression extérieure C_{pe} :

D'après (tableau 5.1.RNV2013) (tab. 2 annexe 1) on a :

Tableau II. 16 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales V4.

A	B	C	D	E
$C_{pe, 10}$				
-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

b. Toiture :

On a : $b = 18 \text{ m}$ $h = 12 \text{ m}$

$$e = \min (b ; 2h) = \min (18 ; 2 \times 12) = 18 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad e = 18 \text{ m}$$

L'angle de pente $\alpha = 3.18^\circ < 5^\circ$ selon (§5.1.3. RNV2013) ont considérée comme toiture plates.

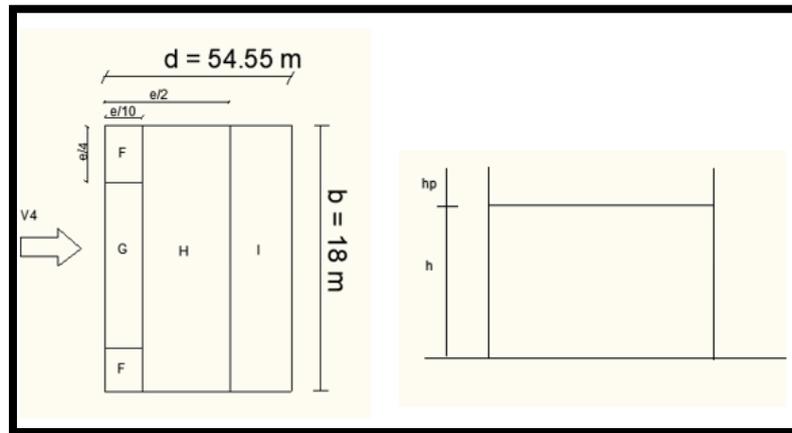


Figure II. 17 : Surfaces des toitures plates pour le vent 4

***Calcul des surfaces :**

$$S_F = (e / 10) \times (e / 4) = (18 / 10) \times (18 / 4) \longrightarrow S_F = 8.1 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2$$

$$S_G = (e / 10) \times [b - 2 \times (e / 4)] = (18 / 10) \times [18 - 2 \times (18 / 4)] \longrightarrow S_G = 16.2 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_H = [(e / 2) - (e / 10)] \times b = [(18 / 2) - (18 / 10)] \times 18 \longrightarrow S_H = 129.6 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

$$S_I = [d - (e / 2)] \times b = [54.55 - (18 / 2)] \times 18 \longrightarrow S_I = 819.9 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$$

***Calcul le coefficient de pression intérieur C_{pi} :**

$$\mu_p = \frac{[(4 \times 4) + (5 \times (1.2 \times 0.73))] + [(6 \times 4) + (2 \times 1.2 \times 0.73)] + [(5 \times (1.2 \times 0.73))]}{[6 \times 4 + 4 \times 4 + 1 \times 2] + [(5 \times 1.2 \times 0.73)^2 + (1.2 \times 0.73 \times 2)^2]}$$

$$\mu_p = 0.93$$

D'après (figure 5.14.RNV2013) :

$$\frac{h}{d} = \frac{12}{54.55} = 0.21 \longrightarrow 0.21 < 0.25 \text{ on utilise la courbe de ligne discontinué.}$$

$$\text{Donc : } C_{pi} = -0.3$$

Les valeurs des pressions W_{zj} sont données dans le tableau suivant :

Tableau II. 17 : Valeurs des pressions W_{zj} dans les parois.

Zone	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
A	461.25	1	-1	-0.3	-322.87
B	461.25	1	-0.8	-0.3	-230.62
C	461.25	1	-0.5	-0.3	-92.25
D	461.25	1	+0.8	-0.3	+507.37
E	461.25	1	-0.3	-0.3	0

Tableau II. 18 : Valeurs des pressions W_{zj} dans la toiture.

Zone	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
F	480	1	-1.25	-0.3	-456
G	480	1	-0.8	-0.3	-240
H	480	1	-0.7	-0.3	-192
I	480	1	± 0.2	-0.3	+240

II.6 Effet du frottement

❖ Pour les parois longitudinales (V_1 et V_3)

Selon (§2.6.3. RNV2013) Si :

$$S_1 \leq (4 \times S_2) \quad \text{la force de frottement du vent sur la surface est négligée.}$$

S_1 = l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent.

S_2 = l'aire totale de toutes les surfaces perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

$$\left\{ \begin{array}{l} S_1 = 2 \times (18 \times 12) \\ S_2 = 2 \times (54.55 \times 12) \end{array} \right. \longrightarrow S_1 = 432 \text{ m}^2 < 4 \times S_2 = 5236.8 \text{ m}^2$$

Donc il n'y a pas de force de frottement sur les parois longitudinales.

❖ Pour les parois transversales (V_2 et V_4)

Selon (§2.6.3. RNV2013) Si :

$$S_1 \leq (4 \times S_2) \quad \text{la force de frottement du vent sur la surface est négligée.}$$

S_1 = l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent.

S_2 = l'aire totale de toutes les surfaces perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

$$\left\{ \begin{array}{l} S_1 = 2 \times (54.55 \times 12) \longrightarrow S_1 = 1309.2 \text{ m}^2 < 4 \times S_2 = 1728 \text{ m}^2 \\ S_2 = 2 \times (18 \times 12) \end{array} \right.$$

Donc il n'y a pas de force de frottement sur les parois transversales.

II.7 Conclusion

Dans ce chapitre, on a analysé l'effet des différents types de charges appliquées aux éléments de l'ouvrage (charge permanentes et surcharges climatiques...). Les forces climatiques ont été évaluées conformément au règlement RNV 2013. Ces forces peuvent induire des effets dynamiques, dont l'ampleur dépend des caractéristiques aérodynamiques de la structure.

Chapitre III

Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction

Les éléments secondaires se sont des composants qui ne participent pas directement à la reprise des charges principales, mais qui jouent un rôle essentiel dans le bon fonctionnement et la stabilité et la liaison de l'ensemble. Ils comprennent notamment les pannes, les lisses, les potelets, les planchers... Leur fonction principale est d'assurer la transmission des charges secondaires (vent, neige, poids propre de la couverture) vers les éléments porteurs.

III.2 Les pannes

III.2.1 Introduction

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur cette dernière à la traverse ou bien à la ferme. Elles sont disposées perpendiculairement aux traverses, et elles sont soumises à la flexion déviée, sous l'effet des :

- Charges permanentes (le poids de la couverture et leur poids propre).
- Charges d'entretien.
- Surcharge de neige.
- Surcharge du vent.

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

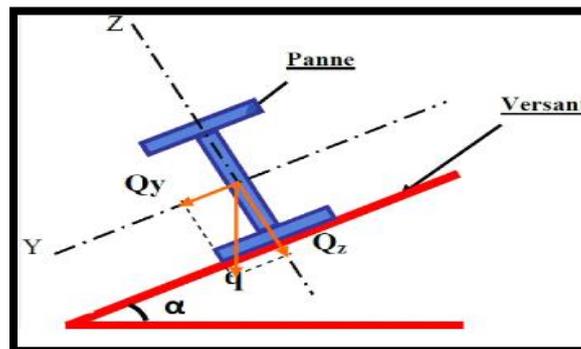


Figure III. 1 : Disposition de la panne (net, 6)

III.2.2 Evaluation des charges et surcharges

a. Charge permanentes G

$G = \text{poids de toiture} + \text{poids propre de panne}$

b. Charges d'entretien P

Dans le cas des toitures inaccessibles, on considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égale aux poids d'un ouvrier et son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne. Par raison de simplicité, on estime comme charge d'entretien une charge globale de **75 Kg/m²** répartie sur toute la surface de la couverture

c. Surcharge de neige N

$$N = 42 \text{ daN/ m}^2$$

d. Surcharge du vent V

Pour plus de sécurité et pour simplifier les calculs. On prend la valeur maximale du vent sur la toiture (direction du vent 3) $V = -68.2 \text{ daN/m}^2$

III.2.3 Calcul des pannes**➤ Pannes sur deux appuis**

Pour les pannes de longueur $l = 6 \text{ m}$.

On suppose pour ces pannes des IPE220 disposées avec un entre axe de 1.5 m.

Tableau III. 1 : Caractéristiques du profilé IPE220.

Profil	Poids	Sections	Caractéristiques						
	PP (daN/m)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	I _t (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)
IPE220	26.2	33.37	220	110	2772	204.9	9.07	285.4	58.11

- **Charges et surcharges par mètre linéaire revenant à la panne**

- ❖ **Charges permanentes G**

$$G = [26.2 + (17.47 \times 1.5)] = 52.40 \text{ daN/m}$$

- ❖ **Surcharges d'entretien P**

$$P = 75 \times 1.5 = 112.5 \text{ daN/m}$$

- ❖ **Surcharge climatique du vent**

$$V = -68.2 \times 1.502 = -102.44 \text{ daN/m}$$

- ❖ **Surcharge climatique de la neige**

$$N = 42 \times 1.5 = 63 \text{ daN/m}$$

- **Combinaison d'actions les plus défavorables**

$$Q_{sd1} = 1.35 G + 1.5 P = (1.35 \times 52.4) + (1.5 \times 112.5) \longrightarrow Q_{sd1} = 239.5 \text{ daN/m}$$

$$Q_{sd2} = 1.35 G + 1.5 N = (1.35 \times 52.4) + (1.5 \times 63) \longrightarrow Q_{sd2} = 165.24 \text{ daN/m}$$

$$Q_{sd3} = G \cos \alpha + 1.5 V = (26.2 + 17.47) \cos (3.18^\circ) + 1.5(-102.44) \longrightarrow Q_{sd3} = -110.06 \text{ daN/m}$$

- **Calcul des moments max**

$$Q_{sd} = \max (Q_{sd1}; Q_{sd2}) = \max (239.5; 165.64) \longrightarrow Q_{sd} = 239.5 \text{ daN/m}$$

$$Q_{z,sd} = \max (Q_{sd1} \cos \alpha; Q_{sd3}) = \max (239.5 \cos 3.18; -110.06) \longrightarrow Q_{z,sd} = 239.13 \text{ daN/m}$$

$$M_{y,sd} = Q_{z,sd} \times \frac{l^2}{8} = 239.13 \times \frac{6^2}{8} \longrightarrow M_{y,sd} = 1076.08 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd1} \times \sin \alpha = 239.5 \sin 3.18 \longrightarrow Q_{y,sd} = 13.28 \text{ daN/m}$$

$$M_{z,sd} = Q_{y,sd} \times \frac{l^2}{8} = 13.28 \times \frac{6^2}{8} \longrightarrow M_{z,sd} = 59.76 \text{ daN.m}$$

- **Vérification à la sécurité**

- Vérification à l'état limite ultime

- ❖ **Vérification à la flexion déviée :**

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Où α et β sont des constantes qui prennent les valeurs suivantes :

Pour les sections en I et H :

$$\alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n \geq 1 \quad \text{avec : } n = \frac{N}{N_{pl}}$$

Dans notre cas l'effort normal $N = 0$ donc : $\beta = 1$

$$M_{pl,y} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{285.4 \times 23.5}{1} \longrightarrow M_{pl,y} = 6706.9 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{w_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{58.11 \times 23.5}{1} \longrightarrow M_{pl,z} = 1365.58 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right)^\beta \leq 1 \longrightarrow \left(\frac{1076.08}{6706.9} \right)^2 + \left(\frac{59.76}{1365.58} \right)^1 = 0.07 < 1$$

Condition vérifiée.

❖ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier :

$$V_y \leq V_{pl.y} = \frac{A_{vy} \times (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{Mo}} \quad \text{et} \quad V_z \leq V_{pl.z} = \frac{A_{vz} \times (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{Mo}}$$

$$\text{IPE 220} \Rightarrow A_{vy} = 15.88 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{vz} = b \times t_f \times 2 = (110 \times 9.2 \times 2) = 2024 \text{ mm}^2 = 20.24 \text{ cm}^2$$

$$V_y = \frac{Q_{z,sd} \times l}{2} = \frac{239.13 \times 6}{2} = 717.48 \text{ daN}$$

$$V_{pl.y} = \frac{15.88 \times 10^2 \times (23.5/\sqrt{3})}{1} = 21545.56 \text{ daN}$$

$$V_y \leq V_{pl.y} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_z = \frac{Q_{y,sd} \times l}{2} = \frac{13.28 \times 6}{2} = 39.84 \text{ daN}$$

$$V_{pl.z} = \frac{20.24 \times 10^2 \times (23.5/\sqrt{3})}{1} = 27461.09 \text{ daN}$$

$$V_z \leq V_{pl.z} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

○ **Vérification à l'état limite service**❖ **Vérification de la flèche**

$$Q_{sd1} = G + P = 52.4 + 112.5 = 164.9 \text{ daN/m}$$

$$Q_{sd2} = G + N = 52.4 + 63 = 115.4 \text{ daN/m}$$

$$Q_{sd3} = G \cos \alpha - V = 52.4 \cos 3.18 - 68.2 = -15.88 \text{ daN/m}$$

$$Q_{z,sd} = \max (Q_{sd1} \times \cos 13.18^\circ ; Q_{sd3}) = \max (164.9 \times \cos 3.18^\circ ; -15.88) = 164.65 \text{ daN/m}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd1} \times \sin 3.18^\circ = 164.9 \times \sin 3.18^\circ = 9.15 \text{ daN/m}$$

***Condition de vérification :**

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{6 \times 10^3}{200} = 30 \text{ mm}$$

***Flèche suivant l'axe y-y :**

$$f_y = \frac{5 \times Q_{z,sd} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 164.65 \times 10^{-3} \times (6000)^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 2772 \times 10^4} = 4.78 \text{ mm}$$

$$f_y = 4.78 \text{ mm} < f_{adm} = 30 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

*Fleche suivant l'axe z-z :

$$f_z = \frac{5 \times Q_{y,sd} \times L^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 9.15 \times 10^{-3} \times (6000)^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 204.9 \times 10^4} = 3.59 \text{ mm}$$

$f_z = 3.59 \text{ mm} < f_{adm} = 30 \text{ mm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

❖ **Vérification du déversement**

*Semelle supérieure :

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

*Semelle inférieure :

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

On doit vérifier : $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times w_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} < 0.4$$

$\beta_w = 1$ Pour les sections de classe 1 et classe 2.

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

$$C_1 = 1.13 \quad ; \quad \frac{G_c}{E} = \frac{1}{2.6}$$

$$M_{cr} = 1.13 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^6 \times 204.9}{600^2} \times \sqrt{\frac{22.67 \times 10^3}{204.9} + \frac{600^2 \times 1 \times 9.07}{3.14^2 \times 2.6 \times 204.9}}$$

$$M_{cr} = 360357.26 \text{ daN.cm}$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 285.4 \times 2350}{360357.26}} = 1.36 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} > 0.4 \quad \text{il y'a risque de déversement.}$$

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} \right) + \left(\frac{M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \right) \leq 1$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} \cong 1.4 \quad \longrightarrow \quad \chi_{Lt} = 0.4179 \quad (\text{courbe 'a' du tableau})$$

$$\left(\frac{1076.08}{0.4179 \times 285.4 \times 23.5/1.1} \right) + \left(\frac{59.76}{58.11 \times 23.5/1.1} \right) = 0.47 < 1$$

⇒ Condition vérifiée pour la résistance au déversement. Donc la section IPE220 est adéquate pour les pannes.

➤ **Pannes sur trois appuis**

On suppose pour ces pannes des IPE140 disposées avec un entre axe de 1.5 m.

Tableau III. 2 : Caractéristiques du profilé IPE140.

Profil	Poids	Sections	Caractéristiques						
	PP (daN/m)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	I _t (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)
IPE140	12.9	16.43	140	73	541.2	44.92	2.45	88.34	19.25

• **Charges et surcharges par mètre linéaire revenant à la panne**

❖ **Charges permanentes G**

$$G = [12.9 + (8.6 \times 1.5)] = 25.8 \text{ daN/m}$$

❖ **Surcharges d'entretien P**

$$P = 75 \times 1.5 = 112.5 \text{ daN/m}$$

❖ **Surcharge climatique du vent**

$$V = -68.2 \times 1.502 = -102.44 \text{ daN/m}$$

❖ **Surcharge climatique de la neige**

$$N = 42 \times 1.5 = 63 \text{ daN/m}$$

• **Combinaison d'actions les plus défavorables**

$$Q_{sd1} = 1.35 G + 1.5 P = (1.35 \times 25.8) + (1.5 \times 112.5) \quad \longrightarrow \quad Q_{sd1} = 203.58 \text{ daN/m}$$

$$Q_{sd2} = 1.35 G + 1.5 N = (1.35 \times 25.8) + (1.5 \times 63) \quad \longrightarrow \quad Q_{sd2} = 129.33 \text{ daN/m}$$

$$Q_{sd3} = G \cos \alpha + 1.5 V = (25.8 + 8.6) \cos 3.18^\circ + 1.5(-102.44) \quad \longrightarrow \quad Q_{sd3} = -119.31 \text{ daN/m}$$

• **Calcul des moments max**

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd1}; Q_{sd2}) = \max(203.58; 129.33) \quad \longrightarrow \quad Q_{sd} = 203.58 \text{ daN/m}$$

$$Q_{z,sd} = \max(Q_{sd1} \cos \alpha ; Q_{sd3}) = \max(203.58 \cos 3.18 ; -119.31) \longrightarrow Q_{z,sd} = 203.27 \text{ daN/m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{9 \times Q_{sd3} \times l^2}{128} = \frac{9 \times |-119.31| \times 6^2}{128} \longrightarrow M_{y,sd} = 302.00 \text{ daN.m}$$

$$Q_{y,sd} = Q_{sd1} \times \sin \alpha = 203.58 \sin 3.18 \longrightarrow Q_{y,sd} = 11.29 \text{ daN/m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{9 \times Q_{y,sd} \times l^2}{128} = \frac{9 \times 11.29 \times 6^2}{128} \longrightarrow M_{z,sd} = 28.58 \text{ daN.m}$$

- **Vérification à la sécurité**

- Vérification à l'état limite ultime

- ❖ **Vérification à la flexion déviée :**

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Où α et β sont des constantes qui prennent les valeurs suivantes :

Pour les sections en I et H :

$$\alpha = 2 \text{ et } \beta = 5n \geq 1 \quad \text{avec : } n = \frac{N}{N_{pl}}$$

Dans notre cas l'effort normal $N = 0$ donc : $\beta = 1$

$$M_{pl,y} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{88.34 \times 23.5}{1} \longrightarrow M_{pl,y} = 2075.99 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,z} = \frac{w_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{19.25 \times 23.5}{1} \longrightarrow M_{pl,z} = 452.37 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,rd}} \right)^\beta \leq 1 \longrightarrow \left(\frac{302}{2075.99} \right)^2 + \left(\frac{28.58}{452.37} \right)^1 = 0.08 < 1$$

Condition vérifiée.

- ❖ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier :

$$V_y \leq V_{pl,y} = \frac{A_{vy} \times (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{Mo}} \quad \text{et} \quad V_z \leq V_{pl,z} = \frac{A_{vz} \times (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{Mo}}$$

$$\text{IPE 140} \Rightarrow A_{vy} = 7.64 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_{vz} = b \times t_f \times 2 = (73 \times 6.9 \times 2) = 1007 \text{ mm}^2 = 10.07 \text{ cm}^2$$

$$V_y = 1.25 \times Q_{z,sd} \times l = 1.25 \times 203.27 \times 6 = 1524.52 \text{ daN}$$

$$V_{pl.y} = \frac{7.64 \times 10^2 \times (23.5/\sqrt{3})}{1} = 10365.75 \text{ daN}$$

$V_y \leq V_{pl.y} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

$$V_z = 1.25 \times Q_{y, sd} \times l = 1.25 \times 11.29 \times 6 = 84.67 \text{ daN}$$

$$V_{pl.z} = \frac{10.07 \times 10^2 \times (23.5/\sqrt{3})}{1} = 13662.70 \text{ daN}$$

$V_z \leq V_{pl.z} \Rightarrow$ Condition vérifiée

○ Vérification à l'état limite service

❖ Vérification de la flèche

$$Q_{sd1} = G + P = 25.8 + 112.5 = 138.3 \text{ daN/m}$$

$$Q_{sd2} = G + N = 25.8 + 63 = 88.8 \text{ daN/m}$$

$$Q_{sd3} = G \cos \alpha - V = 25.8 \cos 3.18 - 68.2 = -42.44 \text{ daN/m}$$

$$Q_{z, sd} = \max (Q_{sd1} \times \cos 3.18^\circ ; Q_{sd3}) = \max (138.3 \times \cos 3.18^\circ ; -42.44) = 138.09 \text{ daN/m}$$

$$Q_{y, sd} = Q_{sd1} \times \sin 3.18^\circ = 138.3 \times \sin 3.18^\circ = 7.67 \text{ daN/m}$$

***Condition de vérification :**

$$f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{6 \times 10^3}{200} = 30 \text{ mm}$$

***Flèche suivant l'axe y-y :**

$$f_y = \frac{2.05 \times Q_{z, sd} \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{2.05 \times 138.09 \times 10^{-3} \times (6000)^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 541.2 \times 10^4} = 8.41 \text{ mm}$$

$$f_y = 8.41 \text{ mm} < f_{adm} = 30 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

***Flèche suivant l'axe z-z :**

$$f_z = \frac{2.05 \times Q_{y, sd} \times L^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2.05 \times 7.67 \times 10^{-3} \times (6000)^4}{384 \times 2.1 \times 10^4 \times 44.92 \times 10^4} = 5.62 \text{ mm}$$

$$f_z = 5.62 \text{ mm} < f_{adm} = 30 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification du déversement

On doit vérifier : $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$

$$\bar{\chi}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} < 0.4$$

$\beta_w = 1$ Pour les sections de classe 1 et classe 2.

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

$$C_1 = 1.13 \quad ; \quad \frac{G_c}{E} = \frac{1}{2.6}$$

$$M_{cr} = 1.13 \times \frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^6 \times 44.92}{600^2} \times \sqrt{\frac{1.98 \times 10^3}{44.92} + \frac{600^2 \times 1 \times 2.45}{3.14^2 \times 2.6 \times 44.92}}$$

$$M_{cr} = 83088.78 \text{ daN.cm}$$

$$\Rightarrow \bar{\chi}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 88.34 \times 2350}{83088.78}} = 1.58 \Rightarrow \bar{\chi}_{LT} > 0.4 \text{ il y'a risque de déversement.}$$

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} \right) + \left(\frac{M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}} \right) \leq 1$$

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

$$\bar{\chi}_{LT} \cong 1.6 \quad \longrightarrow \quad \chi_{LT} = 0.3332 \text{ (courbe 'a' du tableau)}$$

$$\left(\frac{302.00}{0.3332 \times 88.34 \times 23.5 / 1.1} \right) + \left(\frac{28.58}{19.25 \times 23.5 / 1.1} \right) = 0.55 < 1$$

\Rightarrow Condition vérifiée pour la résistance au déversement. Donc la section IPE140 est adéquate pour les pannes.

Tableau III. 3 : Sections des pannes.

Pannes	Section
Deux appuis	IPE220
Trois appuis	IPE140

III.3 L'échantignole

III.3.1 Introduction

La pose et la fixation des éléments pannes sur les traverses (fermes) dans les structures en charpente métallique servent à la formation des liaisons (jonctions) d'assemblages. Ces jonctions ont un double rôle, d'un côté permettre la construction spatiale de la structure et en outre, assurer la stabilité de l'ensemble. Les pannes sont assemblées aux fermes par l'intermédiaire d'échantignoles (Figure.III.2). Cette liaison assure une bonne transmission et répartition des efforts au niveau du comble (**Matmour, 2019**).

Le principal effort de résistance de l'échantignole est le moment de renversement du au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

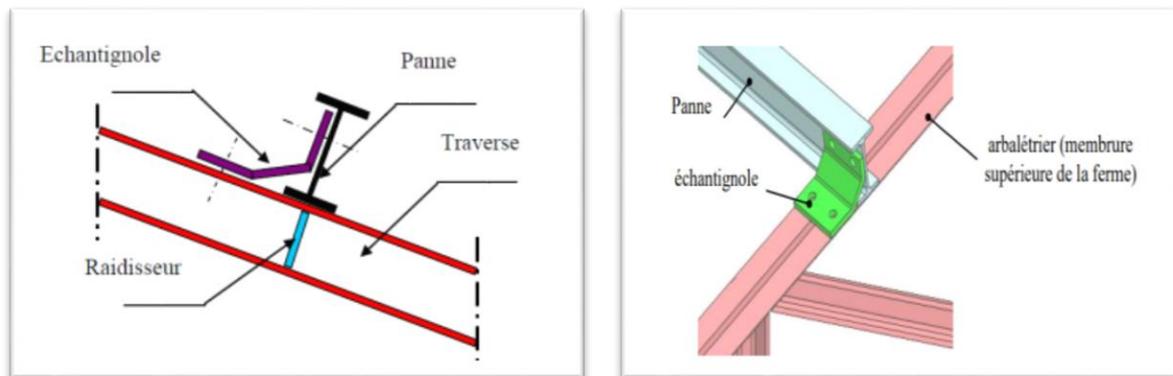


Figure III. 2 : Disposition de l'échantignole (**Matmour, 2019**)

➤ **Pour les pannes sur deux appuis**

L'excentrement (t) est limité par la condition suivante :

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

⇒ Pour un IPE 220 :

$$\begin{cases} h = 22 \text{ cm} \\ b = 11 \text{ cm} \end{cases}$$

$$2 \times \left(\frac{11}{2}\right) = 11 \text{ cm} \leq t \leq 3 \times \left(\frac{11}{2}\right) = 16.5 \text{ cm}$$

On prend : **t = 12 cm**

- **Effort de soulèvement max R**

$$Q_z = G \times \cos\alpha - 1.5 \times V = 52.4 \times \cos(3.18^\circ) - 1.5 \times (-102.44) \longrightarrow Q_z = 205.98 \text{ daN/ml}$$

- **Echantignolle de rive**

Pour $l = 6 \text{ m}$ on a :

$$R = \frac{Q_z \times l}{2} = \frac{205.98 \times 6}{2} \longrightarrow R = 617.94 \text{ daN}$$

- **Echantigoe intermédiaire**

$$2R = 2 \times 617.94 \longrightarrow 2R = 1235.88 \text{ daN}$$

- **Calcul de moment du renversement :**

$$M_r = 2R \times t = 1235.88 \times 12 \longrightarrow M_r = 14830.56 \text{ daN.cm}$$

- **Dimensionnement de l'échantigoe**

***Flexion simple:** $M_r \leq M_{el, rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{m0}}$

$$W_{el} \geq \frac{M_r \times \gamma_{m0}}{f_y} \longrightarrow W_{el} \geq \frac{14830.56 \times 1}{2350} \longrightarrow W_{el} \geq 6.31 \text{ cm}^3$$

***L'épaisseur de l'échantigoe :**

$$W_{el} = \frac{b \times e^2}{6} \longrightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}}$$

Travers HEA 450 : $b = 30 \text{ cm}$

$$\text{On obtient : } e \geq \sqrt{\frac{6 \times 6.31}{30}} \longrightarrow e \geq 1.12 \text{ cm} \approx 12 \text{ mm}$$

Donc : l'épaisseur de l'échantigoe $e = 12 \text{ mm}$

➤ **Pour les pannes reposes sur trois appuis**

L'excentrement (t) est limité par la condition suivante :

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

⇒ Pour un IPE 140 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 14 \text{ cm} \\ b = 7.3 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$2 \times \left(\frac{7.3}{2}\right) = 7.3 \text{ cm} \leq t \leq 3 \times \left(\frac{7.3}{2}\right) = 10.95 \text{ cm}$$

On prend : $t = 9 \text{ cm}$

- **Effort de soulèvement max R**

$$Q_z = G \times \cos \alpha - 1.5 \times V = 25.8 \times \cos(3.18^\circ) - 1.5 \times (-102.44) \longrightarrow Q_z = 179.42 \text{ daN/ml}$$

- **Echantignole de rive**

Pour $l = 6 \text{ m}$ on a :

$$R = 1.25 \times Q_z \times l = 1.25 \times 179.42 \times 6 \longrightarrow R = 1345.65 \text{ daN}$$

- **Echantignole intermédiaire**

$$2R = 2 \times 1345.65 \longrightarrow 2R = 2691.3 \text{ daN}$$

- **Calcul de moment du renversement :**

$$M_r = 2R \times t = 2691.3 \times 9 \longrightarrow M_r = 24221.7 \text{ daN.cm}$$

- **Dimensionnement de l'échantignole**

***Flexion simple :**

$$M_r \leq M_{el, rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$W_{el} \geq \frac{M_r \times \gamma_{mo}}{f_y} \longrightarrow W_{el} \geq \frac{24221.7 \times 1}{2350} \longrightarrow W_{el} \geq 10.31 \text{ cm}^3$$

***L'épaisseur de l'échantignole :**

$$W_{el} = \frac{b \times e^2}{6} \longrightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}}$$

Travers HEA 450 : $b = 30 \text{ cm}$

$$\text{On obtient : } e \geq \sqrt{\frac{6 \times 10.31}{30}} \longrightarrow e \geq 1.43 \text{ cm} \approx 14 \text{ mm}$$

Donc : l'épaisseur de l'échantignole $e = 14 \text{ mm}$

III.4 Etude du plancher mixte collaborant

III.4.1 Les solives (poutrelle en acier)

Les solives se sont des poutrelles en acier placées horizontalement dans un plancher pour le rôle de transmet les charges de ce dernier sur des poutres, il est travaillé à la flexion simple. On utilise généralement des profilés en IPE.



Figure III. 3 : Disposition des solives (net, 7)

La distance entre les solives est pratiquement déterminée comprise entre 70 cm et 150 cm par

On prend un entre-axe : $e = 100 \text{ cm} = 1.0 \text{ m}$

Portée de la solive : $L = 6.0 \text{ m}$

$$G_{\text{plancher}} = 397.07 \times 1 = 397.07 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 250 \times 1 = 250 \text{ daN/ml}$$

- **Combinaison à l'état limite de service**

$$q_s = G + Q = 397.07 + 250 = 647.07 \text{ daN/ml}$$

*Calcul de la flèche :

$$\frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_s \times l^4 \times 250}{384 \times E} \longrightarrow I_y \geq \frac{5 \times 647.07 \times 10^{-2} \times 6000^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^4} \times 10^{-4}$$

$$I_y \geq 2166.52 \text{ cm}^4$$

On adopte un IPE 220.

Tableau III. 4 : Caractéristiques du profilé IPE220.

Profil	Poids	Sections	Caractéristiques						
	PP (daN/m)		A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	I _t (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)
IPE220	26.2	33.37	220	110	2772	204.9	9.07	285.4	58.11

- **Vérification de la flèche**

$$\delta = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250}$$

Avec : $q = PP_{IPE} + q_s \longrightarrow q = 26.2 + 647.07 = 673.27 \text{ daN/ml}$

$$\delta = \frac{5 \times 673.27 \times 10^{-2} \times 6000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 2772 \times 10^4} = 19.52 \text{ mm}$$

$$\delta_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$\delta = 19.52 \text{ mm} < \delta_{adm} = 24 \text{ mm}$
condition vérifiée

• **Vérification de la résistance**

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{673.27 \times 6^2}{8} \longrightarrow M_{sd} = 3029.71 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{285.4 \times 23.5}{1.1} \longrightarrow M_{pl,y} = 6097.18 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,y}$
condition vérifiée

La section IPE 220 est adéquate pour les solives.

III.4.2 Calcul du plancher mixte

Les planchers mixtes à dalle collaborante étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement, nous allons développer la méthode de calcul de ce type de plancher.

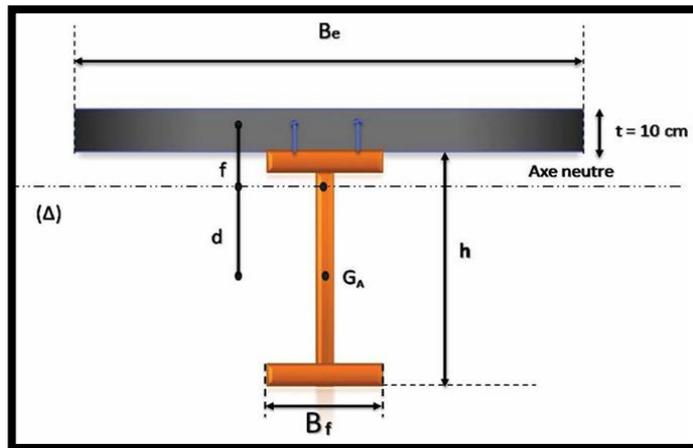


Figure III. 4 : Montage poutre dalle (Touahri, 2023)

• **Largeur participant de la dalle**

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{ei} = \min \left(\frac{L_0}{8} ; b_i \right)$$

$$L_0 = L \quad \text{« pour poutre isostatique »} \longrightarrow L_0 = 6 \text{ m}$$

$$b_{ei} = \min\left(\frac{6}{8}; 0.5\right) \longrightarrow b_{ei} = 0.5 \text{ m}$$

$$b_{eff} = 0.5 + 0.5 \longrightarrow b_{eff} = 1.0 \text{ m}$$

- **Calcul des sollicitations**

IPE 220 avec un entre axe : $e = 1.0 \text{ m}$

- **❖ Charge permanente G**

$$G = PP_{dalle} + PP_{solive}$$

$$G = (2500 \times 1 \times 0.1) + 26.2 \longrightarrow G = 276.2 \text{ daN/ml}$$

- **❖ Charge d'exploitation Q**

$$Q = 250 \times 1 \longrightarrow Q = 250 \text{ daN/ml}$$

- **Combinaison de charge**

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 276.2 + 1.5 \times 250 \longrightarrow q = 747.87 \text{ daN/ml}$$

- **✚ Résistance élastique en flexion des sections mixtes**

- **Calcul de moment max M_{sd}**

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{747.87 \times 6^2}{8} \longrightarrow M_{sd} = 3365.41 \text{ daN.m}$$

- **Air de la section homogénéisé**

$$A_h = A_a + \frac{b_{eff} \times h_c}{\eta} = 33.37 + \frac{100 \times 10}{15} \longrightarrow A_h = 100.04 \text{ cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre A.N.E**

Par égalité des moments statique :

$$Z_a = \frac{h_a}{2} + h_p + h_c = \frac{22}{2} + 5.5 + 10 \longrightarrow Z_a = 26.5 \text{ cm}$$

$$Z = \frac{A_a \times Z_a + \frac{b_{eff} \times h_c^2}{2\eta}}{A_h} = \frac{33.37 \times 26.5 + \frac{100 \times 10^2}{2 \times 15}}{100.04} \longrightarrow Z = 12.17 \text{ cm}$$

$$Z = 12.17 \text{ cm} > h_c = 10 \text{ cm}$$

Donc : l'axe neutre élastique coupant la poutrelle métallique.

• **Moment d'inertie de flexion**

$$I_h = I_a + A_a (Z_a - Z)^2 + b_{\text{eff}} \times h_c \left[\frac{h_c^2}{12} + \left(\frac{Z - h_c}{2} \right)^2 \right] / \eta$$

$$I_h = 2772 + 33.37 (26.5 - 12.17)^2 + \frac{100 \times 10^3}{12 \times 15} + \frac{100 \times 10}{15} \left(12.17 - \left(\frac{10}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_h = 9324.71 \text{ cm}^4 \approx 9325 \text{ cm}^4$$

• **Vérification des contraintes normales maximales de flexion**

❖ **Contrainte dans la dalle en béton**

$$\sigma_c = \frac{M_{sd} \times Z}{\eta \times I_h} \leq f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = \frac{|-3365.41| \times 10^4 \times 12.17 \times 10}{15 \times 9325 \times 10^4} = 2.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 2.93 \text{ MPa} < f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

condition vérifiée

$$\sigma_t = \frac{3365.41 \times 10^4 \times 23.5}{15 \times 9325 \times 10^4} = 0.56 \text{ MPa} < f_t = 0.6 + 0.06 \times f_{28} = 1.45 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Contrainte sur la semelle supérieure en acier**

$$\sigma_{a(\text{sup})} = \frac{M_{sd}}{I_h} (Z - h_c) = \frac{3365.41 \times 10^2}{9325} (12.17 - 10) \longrightarrow \sigma_{a(\text{sup})} = 78.31 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{a(\text{sup})} = 7.83 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

❖ **Contrainte sur la semelle inférieure en acier**

$$\sigma_{a(\text{inf})} = \frac{M_{sd}}{I_h} (h_a + h_c - Z) = \frac{3365.41 \times 10^2}{9325} (22 + 10 - 12.17) \longrightarrow \sigma_{a(\text{inf})} = 715.67 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{a(\text{inf})} = 71.56 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

❖ **Contrainte sur la semelle supérieure de la dalle**

$$\sigma_{b(\text{sup})} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_h} \times Z = \frac{3365.41 \times 10^2}{15 \times 9325} \times 12.17 \longrightarrow \sigma_{b(\text{sup})} = 29.28 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{b(\text{sup})} = 2.92 \text{ MPa} < f_{bu} = 14.16 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

❖ **Contrainte sur la semelle inférieure de la dalle**

$$\sigma_{b(\text{inf})} = \frac{M_{sd}}{\eta \times I_h} (Z - h_c) = \frac{3365.41 \times 10^2}{15 \times 9325} (12.17 - 10) \longrightarrow \sigma_{b(\text{inf})} = 5.22 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{b(\text{inf})} = 0.52 \text{ MPa} < f_{bu} = 14.16 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

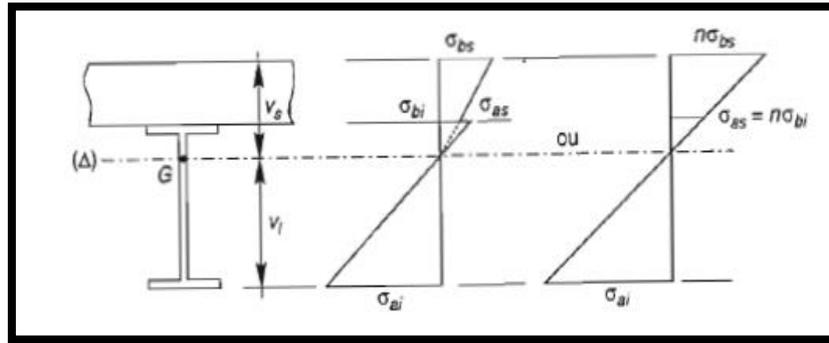


Figure III. 5 : La distribution des contraintes élastiques dans la section mixte (Saadi, 2021)

✚ Résistance plastique en flexion des sections mixtes

- Position de l'axe neutre A.N.P

F_a : Résistance plastique du profilé en traction.

F_c : Résistance plastique de la dalle en compression.

$$F_c = h_c \times b_{eff} \times \left(\frac{0.85 \times f_{ck}}{\gamma_c} \right) \quad ; \gamma_c = 1.5 ; f_{ck} = f_{c28}$$

$$F_c = 100 \times 10^3 \left(\frac{0.85 \times 25}{1.5} \right) \longrightarrow F_c = 1.41 \times 10^6 \text{ N}$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} \quad ; \gamma_a = 1.1$$

$$F_a = 33.37 \times 10^2 \times \frac{235}{1.1} \longrightarrow F_a = 7.12 \times 10^5 \text{ N}$$

$$F_c = 1.41 \times 10^6 \text{ N} > F_a = 7.12 \times 10^5 \text{ N}$$

Donc : l'axe neutre plastique coupant la dalle du béton.

*La cote Z de l'axe neutre plastique par rapport à la face supérieure de la dalle :

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$Z = \frac{7.12 \times 10^5}{10^3 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5}} \longrightarrow Z = 50.25 \text{ mm} = 5.0 \text{ cm} < h_c = 10 \text{ cm}$$

- Le moment résistant plastique (moment positif)

$$M_{pl,rd} = F_a \times (h_a/2 + h_p + h_c - Z/2) = 7.12 \times 10^5 \times (220/2 + 55 + 100 - 50/2)$$

$$M_{pl,rd} = 1.7 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

$$M_{sd} = 3365.41 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 17000 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

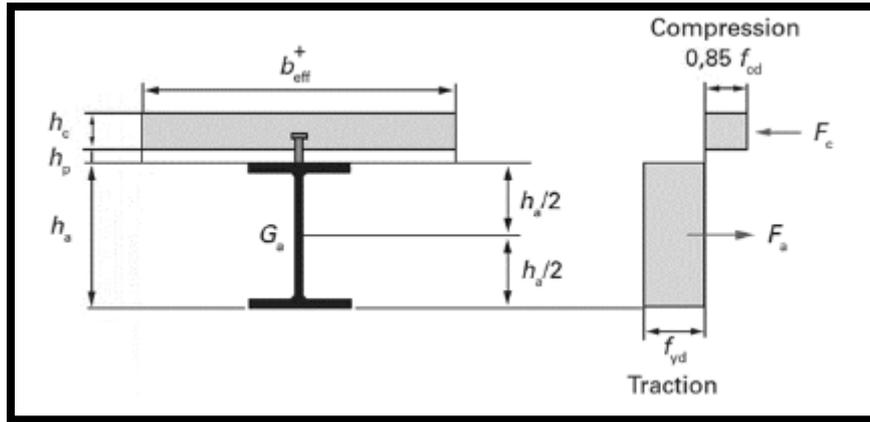


Figure III. 6 : Distribution plastique des contraintes avec A.N dans la dalle (net, 8)

✚ Comparaison entre le calcul élastique et le calcul plastique

Le calcul plastique conduit à des sections plus faibles que celles du calcul élastique (poutrelle en acier et dalle en béton).

Pour le calcul élastique : la contrainte maximale dans l'acier est celle de la fibre inférieure

$\sigma_{a (inf)} = 71.56 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa}$. Donc, on est dans rapport de $\sigma_{a (inf)} / f_y = 0.30$ soit une marge de sécurité de **70%**.

Pour le calcul plastique : Le moment max. $M_{sd} = 3365.41 \text{ daN.m} < M_{pl, rd} = 17000 \text{ daN.m}$
 Donc, on est dans rapport de $M_{sd} / M_{pl, rd} = 0.20$ soit une marge de sécurité de **80%**.

Il faut noter que pour les deux calculs, on aurait pu adopter des sections plus faibles que celles adoptées.

• Vérification au cisaillement

On doit vérifier que : $V_{sd} = \frac{q \times l}{2} \leq V_{pl, rd} = A_v \times \frac{f_y \times 1}{\sqrt{3} \times \gamma_a}$

$$\left. \begin{aligned}
 V_{sd} &= \frac{747.87 \times 6}{2} = 2243.61 \text{ daN} \\
 V_{pl, rd} &= 15.88 \times \frac{2350 \times 1}{\sqrt{3} \times 1.15} = 18735.27 \text{ daN}
 \end{aligned} \right\} V_{sd} = 2243.61 \text{ daN} < V_{pl, rd} = 18735.27 \text{ daN}$$

condition vérifiée

• Vérification de la flèche

Le calcul sera fait par les combinaisons de charge non pondérées « ELS ».

$$q_s = G + Q = 276.2 + 250 \longrightarrow q_s = 526.2 \text{ daN}$$

$$\delta = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 526.2 \times 10^{-2} \times 6000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 2772 \times 10^4} \longrightarrow \delta = 15.25 \text{ mm}$$

$$\delta_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{6000}{250} \longrightarrow \delta_{adm} = 24 \text{ mm}$$

$\delta = 15.25 \text{ mm} < \delta_{adm} = 24 \text{ mm}$
condition vérifiée

Le profilé IPE 220 est adéquat.

III.4.3 Calcul des connecteurs

Ce sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive, ils ont pour le rôle de renforcer et assurer la liaison et l'adhérence entre la dalle en béton et la solive. On choisit : connecteur de $\Phi 16$; $f_u = 400 \text{ MPa}$

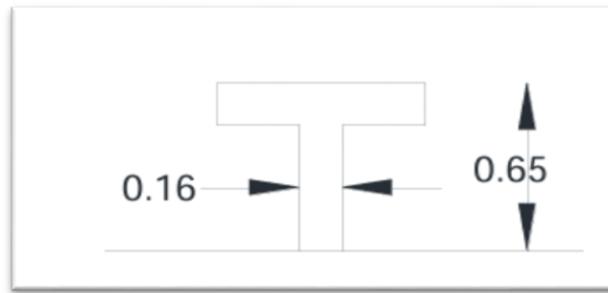


Figure III. 7 : Caractéristique du connecteur

$$\frac{h}{d} > 4 \rightarrow h > 4d = 4 \times 16 = 64$$

On prend : $h > 65 \text{ mm}$

$$\frac{h}{d} = \frac{65}{16} = 4.063 > 4$$

$$\alpha = \begin{cases} 1 \text{ pour : } h/d > 4 \\ 0.25 \times (1 + \frac{h}{d}) \end{cases} \longrightarrow \alpha = 1.0$$

Béton de classe 25/30 $\longrightarrow f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 33 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000 \times \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} \longrightarrow E_{cm} = 31475.81 \text{ MPa}$$

- La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times \frac{f_u \times \pi \times d^2}{\gamma_v \times 4} \\ 0.29 \times \frac{\alpha \times d^2}{\gamma_v} \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times \frac{4000 \times 3.14 \times 1.6^2}{1.25 \times 4} = 5144.58 \text{ daN} \\ 0.29 \times \frac{1.0 \times 1.6^2}{1.25} \sqrt{250 \times 31475.81 \times 10^4} = 166604.38 \text{ daN} \end{array} \right.$$

La résistance d'un goujon est : $P_{rd} = 5144.58 \text{ daN}$

$$V_{sd} = 2243.61 \text{ daN} < P_{rd} = 5144.58 \text{ daN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 16 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm} \\ h_p = 55 \text{ mm} \leq 85 \text{ mm} \\ b_0 = 88.5 \text{ mm} > h_p = 55 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$r = \frac{0.7 \times b_0}{\sqrt{N_r} \times h_p} \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \longrightarrow \frac{0.7 \times 88.5}{\sqrt{1} \times 55} \left(\frac{65}{55} - 1 \right) = 0.20 < 1 \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$P'_{rd} = r \times P_{rd} \longrightarrow P'_{rd} = 0.20 \times 5144.58 \longrightarrow P'_{rd} = 1028.92 \text{ daN}$$

• **Calcul nombre des goujons**

$$N \geq \frac{V_{sd}}{P'_{rd}} = \frac{2243.61}{1028.92} \longrightarrow N \geq 2.18$$

On prend : $N = 3$

• **Vérification de la soudure**

$$a : \text{la gorge} \longrightarrow a < \min(d ; t_f) = \min(16 ; 9.2) \longrightarrow a = 9.2 \text{ mm}$$

l : longueur du cordon de soudure circulaire

$$l = \pi \times 16 = 50.24 \text{ mm}$$

$$\text{Acier s235} \longrightarrow \beta_w = 0.8 ; \gamma_{Mw} = 1.25 ; f_u = 400 \text{ MPa}$$

***Effort résistant de cisaillement**

$$f_{w,rd} = a \times l \times \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3}} = 9.2 \times 50.24 \times \frac{40}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} \longrightarrow f_{w,rd} = 10674 \text{ daN}$$

***L'effort sollicitant**

$$F_{sd} = \frac{V_{sd}}{N} = \frac{2243.61}{3} \longrightarrow F_{sd} = 747.87 \text{ daN}$$

$$F_{sd} = 747.87 \text{ daN} < f_{w,rd} = 10674 \text{ daN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

III.5 Calcul des escaliers

III.5.1 Introduction

Les escaliers de notre ouvrage sont droits constitués par deux limons en profilé UAP séparés par un palier de repos. Entre les deux limons sont disposés des cornières de marche soudées à leur extrémité et cela pour permettre la maintenance des marches et contre marches. Ils sont revêtus par des parquets en bois hêtre.

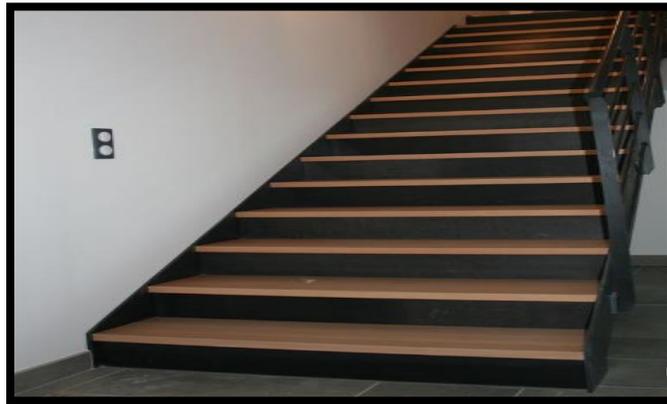


Figure III. 8 : Escalier métallique (net, 9)

III.5.2 Conception

L'escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur s'appelle l'embranchement (E) et la largeur des marches s'appelle le giron (g) ; et la hauteur des marches (h) s'appelle contre marche.

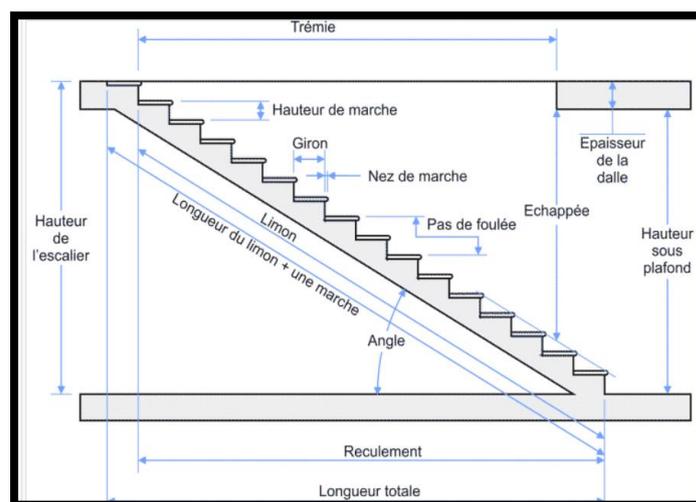


Figure III. 9 : Dimensionnement des escaliers (net, 10)

III.5.3 Evaluation des charges

Tableau III. 5 : Evaluation des charges et surcharges (palier +volée).

	Volée	Palier
Charge permanente	121.02 Kg/m ²	104.11 Kg/m ²
Charge d'exploitation	250 Kg/m ²	

III.5.4 Dimensionnement des escaliers

✓ RDC :

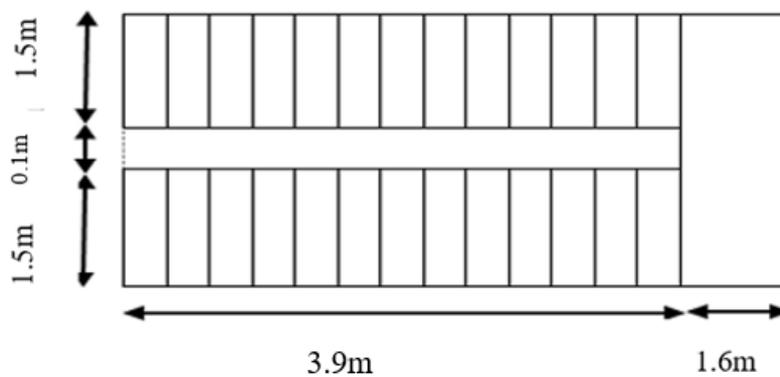


Figure III. 10 : Dimensions de l'escalier du RDC

✓ Etage :

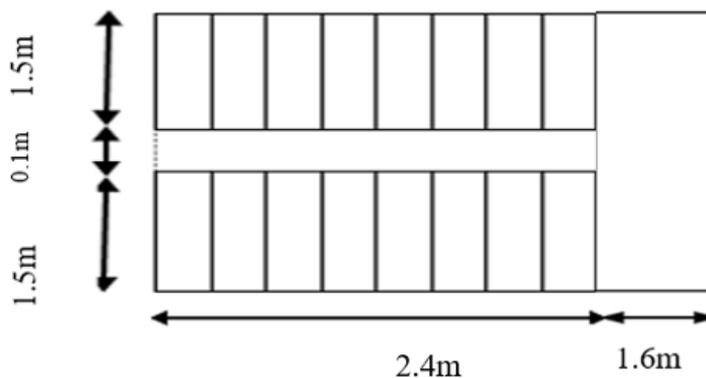


Figure III. 11 : Dimensions de l'escalier des étages

➤ Calcul de l'escalier du RDC

Les escaliers sont caractérisés par les dimensions suivantes :

H : Hauteur d'étage.

g : Giron.

h : hauteur de la contre marche.

L : la longueur de la paillasse.

H = 5 m

g : varié de 22 cm à 33 cm, on prend $g = 30$ cm

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL : $59 < 2h + g < 66$

Donc : $14.5 \leq h \leq 18$

Pour $h = 18$ cm

***Les contre marches n :**

$$\text{On a : } n = \frac{H/2}{h} = \frac{250}{18} \quad \text{donc : } n = 14$$

On aura 28 contre marche dans l'étage, soit 14 contre marche par demi-hauteur.

Nombre de marches : $n = n - 1 = 13$ marches par demi-hauteur.

***Inclinaison de la paillasse :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{H'}{L'}$$

$$H' = n \times h = 14 \times 18 \longrightarrow H' = 252 \text{ cm} = 2.5 \text{ m}$$

$$L' = 13 \times 30 = 390 \text{ cm} = 3.9 \text{ m}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{2.5}{3.9} \longrightarrow \alpha = 32.66^\circ$$

***Longueur de limon :**

$$L = \frac{2.5}{\sin \alpha} \longrightarrow L = 4.63 \text{ m}$$

➤ **Calcul de l'escalier des étages**

H = 3 m

g : varié de 22 cm à 33 cm, on prend $g = 30$ cm

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

$$59 < 2h + g < 66$$

Donc : $14.5 \leq h \leq 18$

Pour $h = 16.7$ cm

***Les contre marches n :**

$$\text{On a : } n = \frac{H/2}{h} = \frac{150}{16.7} \text{ donc : } n = 9$$

On aura 18 contre marche dans l'étage, soit 9 contre marche par demi-hauteur.

Nombre de marches : $n = n - 1 = 8$ marches par demi-hauteur.

***Inclinaison du limon :**

$$\text{tg } \alpha = \frac{H'}{L'}$$

$$H' = n \times h = 9 \times 16.7 \longrightarrow H' = 150.3 \text{ cm} = 1.5 \text{ m}$$

$$L' = 8 \times 30 = 240 \text{ cm} = 2.4 \text{ m}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{1.5}{2.4} \longrightarrow \alpha = 32.00^\circ$$

***Longueur du limon :**

$$L = \frac{1.5}{\sin \alpha} \longrightarrow L = 2.83 \text{ m}$$

On calcul les marches, limon, poutre palière dans le cas le plus défavorable « niveau RDC ».

III.4.5.1 Calcul de la volée

- **Condition de la flèche**

$$G = 121.02 \text{ Kg/m}^2 \quad / \quad Q = 250 \text{ Kg/m}^2$$

$$q = (G + Q) \times g = (121.02 + 250) \times 0.3 \longrightarrow q = 111.31 \text{ daN/ml}$$

$$\delta = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times L^3 \times 250}{384 \times E} \longrightarrow I_y \geq \frac{5 \times 111.31 \times 10^{-2} \times 1500^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^4} \times 10^{-4}$$

$$I_y \geq 5.82 \text{ cm}^4$$

On choisit : **L 45×45×5**

Tableau III. 6 : Caractéristiques de la cornière L 45×45×5.

Profil	Poids	Caractéristiques		
	PP (daN/m)	$I_y = I_z$ (cm ⁴)	$W_{el,y} = W_{el,z}$ (cm ³)	$i_y = i_z$ (cm)
L 45×45×5	3.38	7.84	2.43	1.35

• **Vérification à la flèche**

$$\delta = \frac{5 \times (q_{ser} + PP) \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times (111.31 + 3.38) \times 10^{-2} \times 1500^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 7.84 \times 10^4} \longrightarrow \delta = 4.59 \text{ mm} < \frac{1500}{250} = 6 \text{ mm}$$

• **Vérification de la résistance**

$$\frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y}} < 1$$

$$q = 1.35G + 1.5Q \longrightarrow q = 1.35 \times (121.02 \times 0.3 + 3.38) + 1.5 \times (250 \times 0.3)$$

$$q = 166.08 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y, sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{166.08 \times 1.5^2}{8} \longrightarrow M_{y, sd} = 46.71 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl, y} = \frac{W_{pl, y} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{2.43 \times 23.5}{1.1} \longrightarrow M_{pl, y} = 51.91 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y}} = \frac{46.71}{51.91} = 0.89 < 1 \quad (\text{condition vérifiée})$$

III.4.5.2 **Calcul du limon**

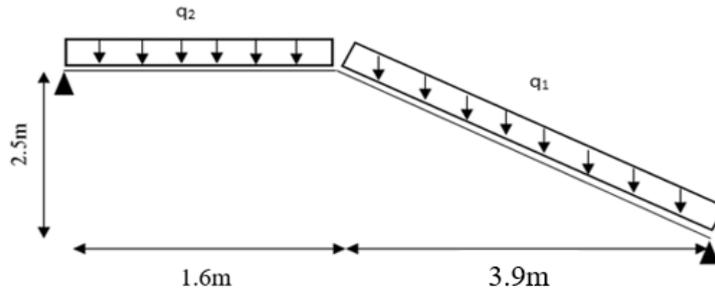


Figure III. 12 : Les charges sur les escaliers

*A l'état service :

Volée : $q_1 = \frac{1.5}{2} (121.02 + 250) = 278.26 \text{ daN/ml}$

Palier : $q_2 = \frac{1.5}{2} (104.11 + 250) = 265.58 \text{ daN/ml}$

*La charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{(q_1 \times 3.9) + (q_2 \times 1.6)}{(3.9 + 1.6)} = 274.57 \text{ daN/ml}$$

• Condition de la flèche

$$\delta = \frac{5 \times q_{eq} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{eq} \times L^3 \times 250}{384 \times E} \longrightarrow I_y \geq \frac{5 \times 274.57 \times 10^{-2} \times (4.71 \times 10^3)^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^4} \times 10^{-4}$$

$$I_y \geq 444.71 \text{ cm}^4$$

On choisit : **UAP 150**

Tableau III. 7 : Caractéristiques du profilé UAP 150.

Profil	Poids	Caractéristiques					
	PP (daN/m)	I_y (cm ⁴)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	$W_{pl,z}$ (cm ³)	I_z (cm ⁴)	i_y (cm)	i_z (cm)
UAP 150	17.9	796.1	125.3	38.78	93.25	5.90	2.02

• Vérification à la flèche

$$\delta = \frac{5 \times (q_{eq} + PP) \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times (274.57 + 17.9) \times 10^{-2} \times 4710^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 796.1 \times 10^4} \longrightarrow \delta = 11.21 \text{ mm} < \frac{4710}{250} = 18.84 \text{ mm}$$

• Vérification de la résistance

$$\frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y}} < 1$$

$$q = 274.57 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y, sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{274.57 \times 4.71^2}{8} \longrightarrow M_{y, sd} = 761.39 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl, y} = \frac{W_{pl, y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{125.3 \times 23.5}{1.1} \longrightarrow M_{pl, y} = 2676.86 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y}} = \frac{761.39}{2676.86} = 0.28 < 1 \quad (\text{condition vérifiée})$$

Le profilé UAP 150 est adéquat pour limon.

III.4.5.3 Calcul de la poutre palière

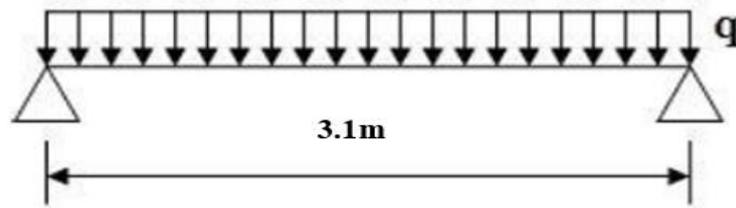


Figure III. 13 : Schéma statique de la poutre palière

$$q_u = 1.35 \times (G \times \frac{3.1}{2}) + 1.5 \times (Q \times \frac{3.1}{2}) = 1.35 \times (104.11 \times \frac{3.1}{2}) + 1.5 \times (250 \times \frac{3.1}{2})$$

$$q_u = 799.10 \text{ daN/ml}$$

$$q_s = (G \times \frac{3.1}{2}) + (Q \times \frac{3.1}{2}) = (104.11 \times \frac{3.1}{2}) + (250 \times \frac{3.1}{2})$$

$$q_s = 548.87 \text{ daN/ml}$$

• Condition de la flèche

$$\delta = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times L^3 \times 250}{384 \times E} \longrightarrow I_y \geq \frac{5 \times 548.87 \times 10^{-2} \times (3100)^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^4} \times 10^{-4}$$

$$I_y \geq 253.46 \text{ cm}^4 \longrightarrow \text{On choisit : HEA 100}$$

Tableau III. 8 : Caractéristiques du profilé HEA 100.

Profil	Poids	Caractéristiques					
	PP (daN/m)	I _y (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _y (cm)	i _z (cm)
HEA 100	16.7	349.2	83.01	41.14	133.8	4.06	2.51

• Vérification à la flèche

$$\delta = \frac{5 \times (q_s + PP) \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times (548.87 + 16.7) \times 10^{-2} \times 3100^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 349.2 \times 10^4} \longrightarrow \delta = 9.27 \text{ mm} < \frac{3100}{250} = 12.4 \text{ mm}$$

• Vérification de la résistance

$$\frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y, rd}} < 1$$

q_u = 799.10 daN/ml

$$M_{y, sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{799.10 \times 3.1^2}{8} \longrightarrow M_{y, sd} = 959.92 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl, y} = \frac{W_{pl, y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{83.01 \times 23.5}{1.1} \longrightarrow M_{pl, y} = 1773.39 \text{ daN.m}$$

$$\frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y}} = \frac{959.92}{1773.39} = 0.54 < 1 \quad (\text{condition vérifiée})$$

Le profilé HEA 100 est adéquat pour la poutre palière.

***Conclusion :**

Les sections adoptées pour les escaliers sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III. 9 : Les différents profilés adoptés pour les éléments de l'escalier.

Les marches	Limon	Poutre palière
L (45×45×5)	UAP 150	HEA 100

III.6 Conclusion

Dans ce chapitre, on s'est intéressé à la conception et le dimensionnement les différents éléments secondaires présents dans cet ouvrage. Chaque élément a été vérifié sous les différentes sollicitations auxquelles il est soumis après l'estimation des charges appliquées.

Chapitre IV

Calcul et vérification de l'ossature

IV.1 Introduction

Les portiques sont les éléments principaux pour une structure métallique, ils supportent les différents efforts agissants sur la structure qui sont de nature permanente, variable ou accidentelle.

On a fait la modélisation de la structure par le logiciel de calcul ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS version 2010 par un modèle tridimensionnel afin de s'approcher au maximum du comportement réel de la structure. Les portiques, qui constituent l'ossature principale du bâtiment, se composent de traverses supportant les pannes de la toiture et les planchers des étages courants» et de poteaux qui supportent ces mêmes traverses.

La conception technologique de la structure est dépendante par leur portée, le schéma statique retenu pour la structure et des systèmes de fabrication des constructeurs. Nos portiques sont constitués de profilés à section pleine.

IV.2 Etude et dimensionnement des portiques

La détermination des sollicitations globales affectant les portiques exige un calcul par étapes de toutes les sollicitations élémentaires, engendrées par les diverses actions : G, Q, N, V. Il s'agira ensuite de repérer les combinaisons les plus défavorables, pour déterminer les sections des profilés adéquates.

❖ Norme de conception

Structure en acier : EUROCODE 3.

Structures mixtes (acier/béton) : EUROCODE 4.

Structures en béton : BAEL 91 modifié 99.

❖ Chargements

Charges permanentes : c'est un cas de charge incluant les poids propres des éléments, ainsi que les poids des éléments qu'ils supportent et les équipements fixes si elles existent.

Surcharges d'exploitation : ce cas comporte les charges dues à une surcharge de montage/entretien ou d'exploitations.

Surcharges climatiques (neige et vent).

IV.3 Modélisation de la structure

IV.3.1 Définition de la structure

La structure a été modélisée à l'aide du logiciel de calcul par éléments finis ROBOT ANALYSIS, en s'appuyant sur des profilés de poteaux et de traverses sélectionnés de manière aléatoire.

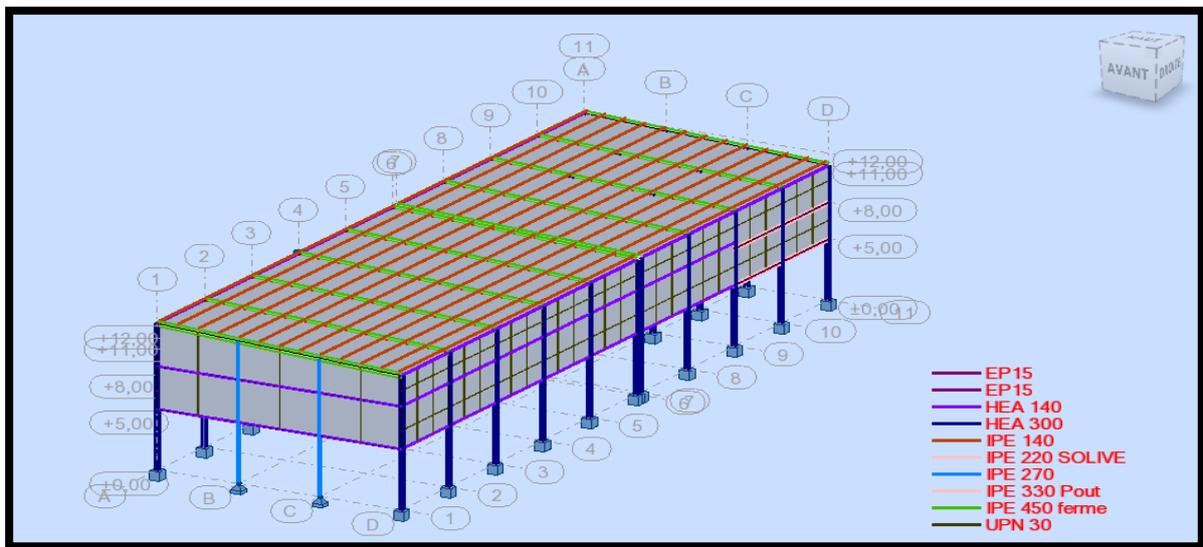


Figure IV. 1 : Vue en 3D de la structure modélisée

IV.3.2 Caractéristiques des barres

Tableau IV. 1 : Données des sections de la structure.

Nom de la section	Liste des barres	A _x [cm ²]	I _y [cm ⁴]	I _z [cm ⁴]
IPE 220 Solive	58A60 70A104 114A151 344 345	33,37	2771,84	204,89
HEA 300 Poteau	1A31P3 2A32P3 52A57	112,53	18263,50	6309,56
IPE 330 Poutre	61A69 105A113	62,61	11766,90	788,14
IPE 450 ferme	3A33P3	98,82	33742,90	1675,86
UPN 30 cassette	164A268P13 340 341 355A463	2,21	2,50	0,38
HEA 140 Sablière	34A51 280A293 305A318 321A326	31,42	1033,13	389,32

IPE 270 Potelets	319 320	45,94	5789,78	419,87
IPE 140 Panne	152A163 165A176 178A189 191A202 204A215 217A228 230A241 243A254 256A267 346A354	16,43	541,22	44,92

IV.3.3 Chargements

Tableau IV. 2 : Les différents types de chargement.

Cas	Type de charge	Liste	Valeurs de la charge
1	poids propre	1A463	PZ Moins Coef=1,00
1	(EF) surfacique uniforme	339	PZ=-25,00[daN/m ²]
1	(EF) surfacique uniforme	269A279 294A304 327A338	PZ=-70,00[daN/m ²]
2	(EF) surfacique uniforme	342 343	PZ=-250,00[daN/m ²]
3	(EF) surfacique uniforme	339	PZ=-75,00[daN/m ²]
4	surfacique sur objet	301	PZ=-36,46[daN/m ²] Local=local
4	surfacique sur objet	302 A 304	PZ=-36,46[daN/m ²] Local=local
4	surfacique sur objet	327 A 332	PZ=-58,34[daN/m ²] Local=local
4	surfacique sur objet	333A 338	PZ=58,34[daN/m ²] Local=local
4	surfacique sur objet	339	PZ=63,88[daN/m ²] Local=local
4	surfacique sur objet	269 A 277	PZ=-58,34[daN/m ²] Local=local
4	surfacique sur objet	300	PZ=-36,46[daN/m ²] Local=local
4	surfacique sur objet	299	PZ=-36,46[daN/m ²] Local=local
4	surfacique sur objet	298	PZ=-36,46[daN/m ²] Local=local
4	surfacique sur objet	297	PZ=-36,46[daN/m ²] Local=local
4	surfacique sur objet	296	PZ=-36,46[daN/m ²] Local=local
4	surfacique sur objet	295	PZ=-36,46[daN/m ²] Local=local
4	surfacique sur objet	294	PZ=-36,46[daN/m ²] Local=local
4	surfacique sur objet	279	PZ=-58,34[daN/m ²] Local=local

4	surfactive sur objet	278	PZ=-58,34[daN/m2] Local=local
5	surfactive sur objet	301A 304	PZ=58,33[daN/m2] Local=local
5	surfactive sur objet	327 A 332	PZ=-58,33[daN/m2] Local=local
5	surfactive sur objet	333 A 338	PZ=-36,46[daN/m2] Local=local
5	surfactive sur objet	339	PZ=58,33[daN/m2] Local=local
5	surfactive sur objet	269 A 277	PZ=-58,33[daN/m2] Local=local
5	surfactive sur objet	300	PZ=58,33[daN/m2] Local=local
5	surfactive sur objet	299	PZ=58,33[daN/m2] Local=local
5	surfactive sur objet	298	PZ=58,33[daN/m2] Local=local
5	surfactive sur objet	297	PZ=58,33[daN/m2] Local=local
5	surfactive sur objet	296	PZ=58,33[daN/m2] Local=local
5	surfactive sur objet	295	PZ=58,33[daN/m2] Local=local
5	surfactive sur objet	294	PZ=58,33[daN/m2] Local=local
5	surfactive sur objet	279	PZ=-58,33[daN/m2] Local=local
5	surfactive sur objet	278	PZ=-58,33[daN/m2] Local=local
6	surfactive sur objet	301A 304	PZ=58,33[daN/m2] Local=local
6	surfactive sur objet	327 A 332	PZ=-58,33[daN/m2] Local=local
6	surfactive sur objet	333 A 338	PZ=58,33[daN/m2] Local=local
6	surfactive sur objet	339	PZ=53,23[daN/m2] Local=local
6	surfactive sur objet	269 A 277	PZ=36,46[daN/m2] Local=local
6	surfactive sur objet	300	PZ=58,33[daN/m2] Local=local
6	surfactive sur objet	299	PZ=58,33[daN/m2] Local=local
6	surfactive sur objet	298	PZ=58,33[daN/m2] Local=local
6	surfactive sur objet	297	PZ=58,33[daN/m2] Local=local
6	surfactive sur objet	296	PZ=58,33[daN/m2] Local=local
6	surfactive sur objet	295	PZ=58,33[daN/m2] Local=local
6	surfactive sur objet	294	PZ=58,33[daN/m2] Local=local
6	surfactive sur objet	279	PZ=36,46[daN/m2] Local=local
6	surfactive sur objet	278	PZ=36,46[daN/m2] Local=local
7	surfactive sur objet	301 A 304	PZ=58,33[daN/m2] Local=local
7	surfactive sur objet	327 A 332	PZ=36,46[daN/m2] Local=local

7	surfaccique sur objet	333 A 339	PZ=-58,33[daN/m2] Local=local
7	surfaccique sur objet	269 A 279	PZ=-58,33[daN/m2] Local=local
7	surfaccique sur objet	294 A 300	PZ=-58,33[daN/m2] Local=local

IV.3.4 Les combinaisons des charges

Tableau IV. 3 : Combinaisons de charges.

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature de la combinaison	Définition
8 (C)	1.35G+1.5Q	Combinaison linéaire	ELU	1*1.35+2*1.50
9 (C)	1.35G+1.5ENT	Combinaison linéaire	ELU	1*1.35+3*1.50
10 (C)	G+1.5V	Combinaison linéaire	ELU	1*1.00+4*1.50
11 (C)	G+1.5V	Combinaison linéaire	ELU	1*1.00+5*1.50
12 (C)	G+1.5V	Combinaison linéaire	ELU	1*1.00+6*1.50
13 (C)	G+1.5V	Combinaison linéaire	ELU	1*1.00+7*1.50
14 (C)	G+1.5V+1.05Q	Combinaison linéaire	ELU	1*1.00+4*1.50+2*1.05
15 (C)	G+1.5V+1.05Q	Combinaison linéaire	ELU	1*1.00+5*1.50+2*1.05
16 (C)	G+1.5V+1.05Q	Combinaison linéaire	ELU	1*1.00+6*1.50+2*1.05
17 (C)	G+1.5V+1.05Q	Combinaison linéaire	ELU	1*1.00+7*1.50+2*1.05
18 (C)	1.35G+1.5Q+0.9V	Combinaison linéaire	ELU	1*1.35+2*1.50+4*0.90
19 (C)	1.35G+1.5Q+0.9V	Combinaison linéaire	ELU	1*1.35+2*1.50+5*0.90
20 (C)	1.35G+1.5Q+0.9V	Combinaison linéaire	ELU	1*1.35+2*1.50+6*0.90

21 (C)	$1.35G+1.5Q+0.9V$	Combinaison linéaire	ELU	$1*1.35+2*1.50+7*0.90$
22 (C)	$1.35G+1.5N$	Combinaison linéaire	ELU	$1*1.35+55*1.50$
23 (C)	$1.35G+1.5N+1.05Q$	Combinaison linéaire	ELU	$1*1.35+2*1.05+55*1.50$
24 (C)	$1.35G+1.5N+0.9V$	Combinaison linéaire	ELU	$1*1.35+4*0.90+55*1.50$
25 (C)	$1.35G+1.5N+0.9V$	Combinaison linéaire	ELU	$1*1.35+5*0.90+55*1.50$
26 (C)	$1.35G+1.5N+0.9V$	Combinaison linéaire	ELU	$1*1.35+6*0.90+55*1.50$
27 (C)	$1.35G+1.5N+0.9V$	Combinaison linéaire	ELU	$1*1.35+7*0.90+55*1.50$
28 (C)	G+Q	Combinaison linéaire	ELS	$(1+2)*1.00$
29 (C)	G+V	Combinaison linéaire	ELS	$(1+4)*1.00$
30 (C)	G+V	Combinaison linéaire	ELS	$(1+5)*1.00$
31 (C)	G+V	Combinaison linéaire	ELS	$(1+6)*1.00$
32 (C)	G+V	Combinaison linéaire	ELS	$(1+7)*1.00$
34 (C)	$G+V+0.7Q$	Combinaison linéaire	ELS	$(1+5)*1.00+2*0.70$
35 (C)	$G+V+0.7Q$	Combinaison linéaire	ELS	$(1+6)*1.00+2*0.70$
36 (C)	$G+V+0.7Q$	Combinaison linéaire	ELS	$(1+7)*1.00+2*0.70$
37 (C)	$G+V+0.5N$	Combinaison linéaire	ELS	$(1+4)*1.00+55*0.50$
38 (C)	$G+V+0.5N$	Combinaison linéaire	ELS	$(1+5)*1.00+55*0.50$
39 (C)	$G+V+0.5N$	Combinaison linéaire	ELS	$(1+6)*1.00+55*0.50$
40 (C)	$G+V+0.5N$	Combinaison linéaire	ELS	$(1+7)*1.00+55*0.50$
41 (C)	$G+Q+0.6V$	Combinaison	ELS	$(1+2)*1.00+4*0.60$

		linéaire		
42 (C)	G+Q+0.6V	Combinaison linéaire	ELS	(1+2)*1.00+5*0.60
43 (C)	G+Q+0.6V	Combinaison linéaire	ELS	(1+2)*1.00+6*0.60
44 (C)	G+Q+0.6V	Combinaison linéaire	ELS	(1+2)*1.00+7*0.60
45 (C)	G+N+0.6V	Combinaison linéaire	ELS	(1+55)*1.00+4*0.60
46 (C)	G+N+0.6V	Combinaison linéaire	ELS	(1+55)*1.00+5*0.60
47 (C)	G+N+0.6V	Combinaison linéaire	ELS	(1+55)*1.00+6*0.60
48 (C)	G+N+0.6V	Combinaison linéaire	ELS	(1+55)*1.00+7*0.60
49 (C)	G+N+0.7Q	Combinaison linéaire	ELS	(1+55)*1.00+2*0.70

IV.3.5 Résultats de calcul des efforts extrêmes globaux

Tableau IV. 4 : Efforts extrêmes globaux de la structure.

	F _x [daN]	F _y [daN]	F _z [daN]	M _x [daN.m]	M _y [daN.m]	M _z [daN.m]
MAX	85015,41	2755,93	9983,46	210,10	17615,29	2537,50
Barre	55	344	66	18	10	53
Nœud	51	22	111	22	14	47
Cas	ELU/1	16 (C)	20 (C)	10 (C)	9 (C)	15 (C)
MIN	-4676,66	-2749,83	-9860,74	-229,30	-18064,32	-2794,11
Barre	14	345	66	18	24	57
Nœud	20	20	113	24	32	55
Cas	15 (C)	14 (C)	18 (C)	12 (C)	ELU/1	17 (C)

IV.4 Dimensionnement des éléments résistant

IV.4.1 Vérification Robot

La vérification sous Robot est la suivante :

Tableau IV. 5 : Résultats de vérification des profilées.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 panne						
209 panne_209	☑ IPE 140	S 235	104.53	362.83	0.61	9 1.35G+1.5ENT
Famille : 2 POTEAUX						
4 Poteau_4	☑ HEA 300	S 235	86.34	146.90	0.67	20 1.35G+1.5Q+0.9
Famille : 3 FERME						
27 Poutre1_27	☑ IPE 450 ferme	S 235	97.56	437.77	0.66	33 ELU /1/
Famille : 4 SABLIERE						
34 Poutre_34	☑ HEA 140	S 235	104.63	170.44	0.98	12 G+1.5V
Famille : 5 POUTRE-P						
345 solive_345	☑ IPE 330 Pout	S 235	4.01	15.50	0.61	14 G+1.5V+1.05Q
Famille : 6 SOLIVE						
73 solive_73	☑ IPE 220 SOLI	S 235	65.83	242.15	0.48	21 1.35G+1.5Q+0.9
Famille : 7 POTELET						
319 POTELOTS_3	☑ IPE 270	S 235	103.93	165.40	0.71	16 G+1.5V+1.05Q

IV.4.2 Dimensionnement sous robot

L'optimisation du dimensionnement de la structure sous Robot conduit aux sections suivantes pour les différentes familles :

Tableau IV. 6 : Résultats de dimensionnement des familles sous ROBOT.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 panne						
257 panne_257	☒ IPE 100	S 235	147.42	483.18	1.44	14 G+1.5V+1.05Q
	☑ IPE 120		122.34	414.59	0.91	
	☑ IPE 140		104.53	362.83	0.61	
Famille : 2 POTEAUX						
4 Poteau_4	☒ HEA 260	S 235	100.24	169.24	1.15	20 1.35G+1.5Q+0.9V
	☑ HEA 280		92.78	157.20	0.88	
	☑ HEA 300		86.34	146.90	0.67	
Famille : 3 FERME						
27 Poutre1_27	☑ IPE 450 ferme	S 235	97.56	437.77	0.66	33 ELU /1/
Famille : 4 SABLIERE						
34 Poutre_34	☒ HEA 120	S 235	122.67	198.75	1.42	12 G+1.5V
	☑ HEA 140		104.63	170.44	0.98	
	☑ HEA 160		91.34	150.58	0.71	
Famille : 5 POUTRE-P						
345 solive_345	☑ IPE 330 Pout	S 235	4.01	15.50	0.61	14 G+1.5V+1.05Q
Famille : 6 SOLIVE						
73 solive_73	☑ IPE 220 SOLI	S 235	65.83	242.15	0.48	21 1.35G+1.5Q+0.9
Famille : 7 POTELET						
319 POTELOTS_319	☒ IPE 220	S 235	128.01	201.79	1.19	16 G+1.5V+1.05Q
	☑ IPE 240		116.97	185.68	0.93	
	☑ IPE 270		103.93	165.40	0.71	

IV.4.3 Classification des familles

Le tableau ci-dessous regroupe les différentes familles et leurs sections adoptées :

Tableau IV. 7 : Les sections adoptées des différentes des familles.

Famille	Élément	Section
1	Panne	IPE 120
2	Poteaux	HEA 280
3	Ferme	IPE 450
4	Sablère	HEA 140
5	Poutre principale	IPE 330
6	Solive	IPE 220
7	Potelets	IPE 240

IV.5 Note de calcul des éléments porteurs de la structure

IV.5.1 Calcul des pannes

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles avec optimisation

FAMILLE : 1 panne

PIECE : 257 panne_257

POINT : 2

COORDONNEE : x = 0.50 L = 3.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 14 G+1.5V+1.05Q 1*1.00+4*1.50+2*1.05

MATERIAU :

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 120

h = 12.0 cm

γ_{M0} = 1.00

γ_{M1} = 1.00

b = 6.4 cm

Ay = 9.10 cm²

Az = 6.31 cm²

Ax = 13.21 cm²

tw = 0.4 cm

Iy = 317.75 cm⁴

Iz = 27.67 cm⁴

Ix = 1.71 cm⁴

$t_f = 0.6 \text{ cm}$ $W_{ply} = 60.73 \text{ cm}^3$ $W_{plz} = 13.58 \text{ cm}^3$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = 490.59 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = -395.39 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -12.01 \text{ daN}\cdot\text{m}$
	$V_{y,Ed} = 0.00 \text{ daN}$	
$N_{c,Rd} = 31043.97 \text{ daN}$	$M_{y,pl,Rd} = 1427.12 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$M_{z,pl,Rd} = 319.15$
$\text{daN}\cdot\text{m}$	$V_{y,c,Rd} = 12347.45 \text{ daN}$	
$N_{b,Rd} = 31043.97 \text{ daN}$	$M_{y,c,Rd} = 1427.12 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 319.15$
$\text{daN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = -0.00 \text{ daN}$	
	$M_{y,N,Rd} = 1427.12 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$M_{z,N,Rd} = 319.15$
$\text{daN}\cdot\text{m}$	$V_{z,c,Rd} = 8555.00 \text{ daN}$	
	$M_{b,Rd} = 462.12 \text{ daN}\cdot\text{m}$	

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

$z = 1.00$	$M_{cr} = 493.40 \text{ daN}\cdot\text{m}$	Courbe,LT -	$X_{LT} = 0.32$
$L_{cr,low} = 6.00 \text{ m}$	$\lambda_{m_LT} = 1.70$	$\eta_{i,LT} = 2.01$	$X_{LT,mod} = 0.32$

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 :

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.31 < 1.00$ (6.2.5.(1))

$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))

$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6.(1))

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.86 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

$N_{,Ed}/(X_{min}\cdot N_{,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy}\cdot M_{y,Ed}/(X_{LT}\cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz}\cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.91 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{,Ed}/(X_{min}\cdot N_{,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy}\cdot M_{y,Ed}/(X_{LT}\cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz}\cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.91 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profils correct**IV.5.2 Calcul des poteaux****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Dimensionnement des familles avec optimisation**FAMILLE :** 2 POTEAUX**PIECE :** 4 Poteau_4**POINT :** 3**COORDONNEE :** $x = 0.45 L = 5.00 \text{ m}$ **CHARGEMENTS :***Cas de charge décisif :* $20 \text{ 1.35G} + 1.5\text{Q} + 0.9\text{V}$ $1 \cdot 1.35 + 2 \cdot 1.50 + 6 \cdot 0.90$ **MATERIAU :**S 235 (S 235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$ **PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 280**

$h = 27.0 \text{ cm}$	$\gamma_{M0} = 1.00$	$\gamma_{M1} = 1.00$	
$b = 28.0 \text{ cm}$	$A_y = 81.58 \text{ cm}^2$	$A_z = 31.74 \text{ cm}^2$	$A_x = 97.26 \text{ cm}^2$
$t_w = 0.8 \text{ cm}$	$I_y = 13673.30 \text{ cm}^4$	$I_z = 4762.64 \text{ cm}^4$	$I_x = 56.50 \text{ cm}^4$
$t_f = 1.3 \text{ cm}$	$W_{ply} = 1112.32 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 518.14 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = 41276.72 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = 4634.32 \text{ daN} \cdot \text{m}$	$M_{z,Ed} = 506.75$
$\text{daN} \cdot \text{m}$	$V_{y,Ed} = -213.81 \text{ daN}$	
$N_{c,Rd} = 228571.34 \text{ daN}$	$M_{y,pl,Rd} = 26139.52 \text{ daN} \cdot \text{m}$	$M_{z,pl,Rd} =$
$12176.36 \text{ daN} \cdot \text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 110685.26 \text{ daN}$	
$N_{b,Rd} = 60413.12 \text{ daN}$	$M_{y,c,Rd} = 26139.52 \text{ daN} \cdot \text{m}$	$M_{z,c,Rd} =$
$12176.36 \text{ daN} \cdot \text{m}$	$V_{z,Ed} = 1685.13 \text{ daN}$	
	$M_{y,N,Rd} = 24500.31 \text{ daN} \cdot \text{m}$	$M_{z,N,Rd} = 12176.36$
$\text{daN} \cdot \text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 43068.45 \text{ daN}$	
		$T_{t,Ed} = -0.08 \text{ daN} \cdot \text{m}$

Classe de la section = 1

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :



en z :

$$L_y = 11.00 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_y = 0.99$$

$$L_z = 11.00 \text{ m}$$

$$\text{Lam}_z = 1.67$$

$$L_{cr,y} = 11.00 \text{ m}$$

$$X_y = 0.60$$

$$L_{cr,z} = 11.00 \text{ m}$$

$$X_z = 0.26$$

$$\text{Lamy} = 92.78$$

$$k_{yy} = 0.71$$

$$\text{Lamz} = 157.20$$

$$k_{yz} = 1.65$$

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.22 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{z,N,Rd})^{1.00} = 0.08 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\tau_{xy,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\tau_{xz,Rd}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$\text{Lambda}_y = 92.78 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{Lambda}_z = 157.20 < \text{Lambda}_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.88 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.79 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct**IV.5.3 Calcul des fermes****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** [EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.](#)

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles avec optimisation

FAMILLE : 3 FERME

PIECE : 27 Poutre1_27

POINT : 3

COORDONNEE : $x = 0.50 L =$

9.01 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 33 ELU /1/ $1*1.35 + 2*1.50 + 3*1.50$

MATERIAU :

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 450 ferme

$h = 45.0$ cm	$\gamma_{M0} = 1.00$	$\gamma_{M1} = 1.00$	
$b = 19.0$ cm	$A_y = 63.21$ cm ²	$A_z = 50.85$ cm ²	$A_x = 98.82$ cm ²
$t_w = 0.9$ cm	$I_y = 33742.90$ cm ⁴	$I_z = 1675.86$ cm ⁴	$I_x = 63.80$ cm ⁴
$t_f = 1.5$ cm	$W_{ply} = 1701.92$ cm ³	$W_{plz} = 276.39$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = 2321.96$ daN	$M_{y,Ed} = 24851.37$ daN*m	$M_{z,Ed} = -8.23$ daN*m
	$V_{y,Ed} = 1.64$ daN	
$N_{c,Rd} = 232228.88$ daN	$M_{y,pl,Rd} = 39995.12$ daN*m	$M_{z,pl,Rd} =$
6495.12 daN*m	$V_{y,T,Rd} = 85741.17$ daN	
$N_{b,Rd} = 232228.88$ daN	$M_{y,c,Rd} = 39995.12$ daN*m	$M_{z,c,Rd} =$
6495.12 daN*m	$V_{z,Ed} = 603.68$ daN	
	$M_{y,N,Rd} = 39995.12$ daN*m	$M_{z,N,Rd} = 6495.12$
daN*m	$V_{z,T,Rd} = 68972.28$ daN	
	$M_{b,Rd} = 38149.59$ daN*m	$T_{t,Ed} = -0.44$
daN*m		

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

$z = 1.00$	$M_{cr} = 254158.00$ daN*m	Courbe,LT -
	$X_{LT} = 0.93$	

Lcr,upp=1.50 m

Lam_LT = 0.40

fi,LT = 0.61

XLT,mod = 0.95

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :



en z :

kyy = 1.00

kzz = 1.00

FORMULES DE VERIFICATION :**Contrôle de la résistance de la section :**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.62 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(\sigma_{yk}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(\sigma_{yk}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.65 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.66 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_{min} \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.66 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct**IV.5.4 Calcul des sablières****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.**TYPE D'ANALYSE :** Dimensionnement des familles avec optimisation**FAMILLE :** 4 SABLIERE**PIECE :** 34 Poutre_34**POINT :** 1**COORDONNEE :** x = 0.00 L = 0.00 m**CHARGEMENTS :**

Cas de charge décisif : 12 G+1.5V 1*1.00+6*1.50

MATERIAU :

S 235 (S 235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 140

$h = 13.3 \text{ cm}$	$\gamma_{M0} = 1.00$	$\gamma_{M1} = 1.00$	
$b = 14.0 \text{ cm}$	$A_y = 26.36 \text{ cm}^2$	$A_z = 10.12 \text{ cm}^2$	$A_x = 31.42 \text{ cm}^2$
$t_w = 0.5 \text{ cm}$	$I_y = 1033.13 \text{ cm}^4$	$I_z = 389.32 \text{ cm}^4$	$I_x = 7.97 \text{ cm}^4$
$t_f = 0.9 \text{ cm}$	$W_{ply} = 173.51 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 84.85 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = -573.65 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = -362.90 \text{ daN}^*\text{m}$	$M_{z,Ed} = 1780.42 \text{ daN}^*\text{m}$
	$V_{y,Ed} = 674.47 \text{ daN}$	
$N_{t,Rd} = 73827.84 \text{ daN}$	$M_{y,pl,Rd} = 4077.39 \text{ daN}^*\text{m}$	$M_{z,pl,Rd} = 1993.97$
daN^*m	$V_{y,T,Rd} = 34139.51 \text{ daN}$	
	$M_{y,c,Rd} = 4077.39 \text{ daN}^*\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 1993.97$
daN^*m	$V_{z,Ed} = 333.97 \text{ daN}$	
	$M_{y,N,Rd} = 4077.39 \text{ daN}^*\text{m}$	$M_{z,N,Rd} = 1993.97$
daN^*m	$V_{z,T,Rd} = 13336.17 \text{ daN}$	
	$M_{b,Rd} = 2870.19 \text{ daN}^*\text{m}$	$T_{t,Ed} = 14.08 \text{ daN}^*\text{m}$

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

$z = 1.00$	$M_{cr} = 3877.19 \text{ daN}^*\text{m}$	Courbe,LT -	$X_{LT} = 0.68$
$L_{cr,low} = 6.00 \text{ m}$	$\lambda_{m_LT} = 1.03$	$f_{i,LT} = 1.09$	$X_{LT,mod} = 0.70$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.98 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.03 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\tau_{y,Rd}/(\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})) = 0.11 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\tau_{z,Rd}/(\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})) = 0.07 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.13 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct

IV.5.5 Calcul des poutres principales

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles avec optimisation

FAMILLE : 5 POUTRE-P

PIECE : 345 solive_345

POINT : 3

COORDONNEE : x = 1.00 L = 0.55 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 14 G+1.5V+1.05Q 1*1.00+4*1.50+2*1.05

MATERIAU :

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 330 Pout

h = 33.0 cm	$\gamma_{M0} = 1.00$	$\gamma_{M1} = 1.00$	
b = 16.0 cm	$A_y = 42.28$ cm ²	$A_z = 30.81$ cm ²	$A_x = 62.61$ cm ²
tw = 0.8 cm	$I_y = 11766.90$ cm ⁴	$I_z = 788.14$ cm ⁴	$I_x = 25.70$ cm ⁴
tf = 1.1 cm	$W_{ply} = 804.40$ cm ³	$W_{plz} = 153.68$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{y,Ed} = -3591.42$ daN $M_{y,Ed} = 570.47$ daN*m $M_{z,Ed} = 2096.65$

daN*m $V_{y,Ed} = -2755.18$ daN

$N_{t,Rd} = 147124.57$ daN

$M_{y,pl,Rd} = 18903.38$ daN*m

$M_{z,pl,Rd} =$

3611.55 daN*m	$V_{y,T,Rd} = 57359.77 \text{ daN}$	
	$M_{y,c,Rd} = 18903.38 \text{ daN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 3611.55$
daN*m	$V_{z,Ed} = -1694.54 \text{ daN}$	
	$M_{y,N,Rd} = 18903.38 \text{ daN*m}$	$M_{z,N,Rd} = 3611.55$
daN*m	$V_{z,T,Rd} = 41797.46 \text{ daN}$	
		$T_{t,Ed} = -0.08 \text{ daN*m}$
		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 :

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.61 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.05 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\gamma M_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\gamma M_0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Profil correct

IV.5.6 Calcul des solives

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.*

TYPE D'ANALYSE : *Dimensionnement des familles avec optimisation*

FAMILLE : 6 SOLIVE

PIECE : 73 solive_73

POINT : 1

COORDONNEE : x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : $21 \ 1.35G+1.5Q+0.9V \ 1*1.35+2*1.50+7*0.90$

MATERIAU :

S 235 (S 235) $f_y = 235.00 \text{ MPa}$

**PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 220 SOLIVE**

$h = 22.0 \text{ cm}$	$\gamma_{M0} = 1.00$	$\gamma_{M1} = 1.00$	
$b = 11.0 \text{ cm}$	$A_y = 22.89 \text{ cm}^2$	$A_z = 15.88 \text{ cm}^2$	$A_x = 33.37 \text{ cm}^2$
$tw = 0.6 \text{ cm}$	$I_y = 2771.84 \text{ cm}^4$	$I_z = 204.89 \text{ cm}^4$	$I_x = 8.86 \text{ cm}^4$
$tf = 0.9 \text{ cm}$	$W_{ply} = 285.43 \text{ cm}^3$	$W_{plz} = 58.11 \text{ cm}^3$	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = -36.31 \text{ daN}$	$M_{y,Ed} = -3225.67 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$M_{z,Ed} = -0.11 \text{ daN}\cdot\text{m}$
	$V_{y,Ed} = -0.18 \text{ daN}$	
$N_{t,Rd} = 78420.68 \text{ daN}$	$M_{y,pl,Rd} = 6707.51 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$M_{z,pl,Rd} = 1365.63$
$\text{daN}\cdot\text{m}$	$V_{y,T,Rd} = 31055.29 \text{ daN}$	
	$M_{y,c,Rd} = 6707.51 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$M_{z,c,Rd} = 1365.63$
$\text{daN}\cdot\text{m}$	$V_{z,Ed} = 2967.21 \text{ daN}$	
	$M_{y,N,Rd} = 6707.51 \text{ daN}\cdot\text{m}$	$M_{z,N,Rd} = 1365.63$
$\text{daN}\cdot\text{m}$	$V_{z,T,Rd} = 21545.50 \text{ daN}$	
		$T_{t,Ed} = -0.04 \text{ daN}\cdot\text{m}$

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 :

$$N_{,Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.48 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.14 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(\sigma_{y,Ed}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(\sigma_{z,Ed}/\sqrt{3}) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Profil correct

IV.5.7 Calcul des potelets

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EN 1993-1:FR-NA:2007, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE : Dimensionnement des familles avec optimisation

FAMILLE : 7 POTELET

PIECE : 319 POTELETS _319 POINT : 3
8.50 m

COORDONNEE : x = 0.73 L =

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 16 G+1.5V+1.05Q 1*1.00+6*1.50+2*1.05

MATERIAU :

S 235 (S 235) $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : IPE 240

h = 24.0 cm	$\gamma_{M0} = 1.00$	$\gamma_{M1} = 1.00$	
b = 12.0 cm	$A_y = 27.31$ cm ²	$A_z = 19.14$ cm ²	$A_x = 39.12$ cm ²
tw = 0.6 cm	$I_y = 3891.63$ cm ⁴	$I_z = 283.63$ cm ⁴	$I_x = 11.60$ cm ⁴
tf = 1.0 cm	$W_{ply} = 366.68$ cm ³	$W_{plz} = 73.93$ cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{y,Ed} = 3093.23$ daN $M_{y,Ed} = -5871.30$ daN*m $M_{z,Ed} = -433.87$ daN*m
 $V_{y,Ed} = 249.57$ daN
 $N_{c,Rd} = 91923.07$ daN $M_{y,pl,Rd} = 8616.96$ daN*m $M_{z,pl,Rd} =$

1737.28 daN*m $V_{y,T,Rd} = 37053.39$ daN
 $N_{b,Rd} = 19651.22$ daN $M_{y,c,Rd} = 8616.96$ daN*m $M_{z,c,Rd} =$
 1737.28 daN*m $V_{z,Ed} = 72.10$ daN
 $M_{y,N,Rd} = 8616.96$ daN*m $M_{z,N,Rd} = 1737.28$
 daN*m $V_{z,T,Rd} = 25972.91$ daN
 $T_{t,Ed} = -0.02$ daN*m
 Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

$L_y = 11.67$ m $\lambda_{m,y} = 1.25$ $L_z = 5.00$ m $\lambda_{m,z} = 1.98$
 $L_{cr,y} = 11.67$ m $X_y = 0.50$ $L_{cr,z} = 5.00$ m $X_z = 0.21$
 $\lambda_{my} = 116.97$ $k_{yy} = 0.82$ $\lambda_{mz} = 185.68$ $k_{yz} = 0.71$

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$N_{,Ed}/N_{c,Rd} = 0.03 < 1.00$ (6.2.4.(1))
 $M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.93 < 1.00$ (6.2.5.(1))
 $V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)
 $\tau_{ty,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\gamma M_0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)
 $\tau_{tz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})\gamma M_0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$\lambda_{m,y} = 116.97 < \lambda_{m,max} = 210.00$ $\lambda_{m,z} = 185.68 < \lambda_{m,max} =$
 210.00 STABLE
 $N_{,Ed}/(X_{min} * N_{,Rk}/\gamma M_1) + k_{yy} * M_{y,Ed}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/\gamma M_1) + k_{yz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma M_1) =$
 $0.89 < 1.00$ (6.3.3.(4))
 $N_{,Ed}/(X_{min} * N_{,Rk}/\gamma M_1) + k_{zy} * M_{y,Ed}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/\gamma M_1) + k_{zz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma M_1) =$
 $0.67 < 1.00$ (6.3.3.(4))

Profil correct

IV.6 Conclusion

Cette étape du projet a concerné le dimensionnement des éléments résistants de la superstructure.

Ces éléments sont les portiques constitués de poteaux et fermes. Leur dimensionnement a été réalisé à l'aide d'un calcul en 3D par le logiciel ROBOT. Après une première introduction des sections des poteaux et fermes, une optimisation a été réalisée. Suite à laquelle, les sections de ces éléments ont été adoptées tout en garantissant sécurité et économie.

Chapitre V

Etude des assemblages

V.1 Introduction

La caractéristique essentielle des ossatures métalliques est d'être composée d'éléments élaborés en des lieux et des instants différents qui sont ensuite assemblés sur le site de construction. Les liaisons jouent donc un double rôle : elles permettent non seulement de construire la structure, mais aussi d'en garantir la fiabilité et la stabilité. Ainsi, la conception des assemblages est aussi importante que le dimensionnement des pièces de l'ossature.

Dans ce chapitre, nous allons avoir une première approche au calcul des assemblages en suivant les recommandations du règlement.

V.2 Principe généraux

L'assemblage sert à réunir deux ou plusieurs pièces tout en assurant la bonne transmission des efforts. Le respect des règles simples et le choix de bonnes dispositions constructives donneront des résultats satisfaisants et optimaux, parmi ces principes, on cite :

- Les assemblages doivent être simples, économiques et efficaces.
- Il est nécessaire de respecter la convergence des axes des barres.
- Il est nécessaire de respecter pour la réalisation de l'ensemble les hypothèses de calcul (articulation, appui simple, encastrement).
- Assurer l'étanchéité de l'assemblage lorsqu'une possibilité de rétention d'eau est probable.

Les moyens d'assemblage les plus utilisés en construction métallique sont soit les assemblages boulonnés ou soudés, le choix du moyen d'assemblage dépend des éléments assemblés et les sollicitations destinées à être appliqués sur ces éléments (**Mellakhi & Benaïche, 2021**).

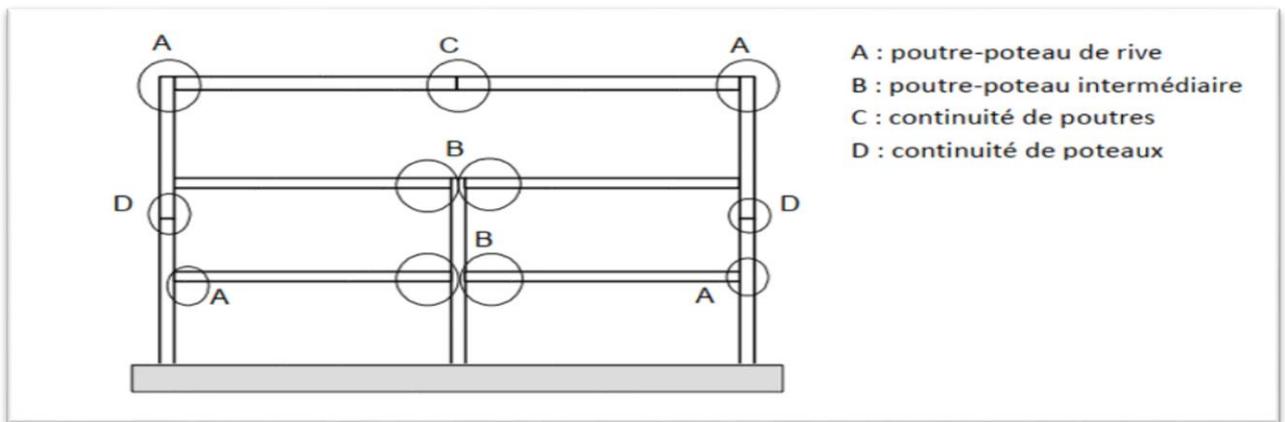


Figure V. 1 : Types d'assemblages en fonction des éléments assemblés (Mellakhi & Benaïche, 2021)

V.3 Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

V.3.1 Le boulonnage

Est un procédé d'assemblage utilisé en construction métallique permettant de réaliser une liaison démontable, le boulonnage consiste à l'assemblage des éléments avec des boulons posés dans des trous percés dans les pièces, ces éléments d'attaches fonctionnent par leurs corps pour résister aux sollicitations imposées (Boukour, 2022).

Un boulon est constitué d'une vis, en général à tête hexagonale, d'un écrou et d'une ou deux rondelles. Pour les ossatures principales on utilise le contre écrou.

Les boulons peuvent être classés selon leur mise en œuvre, on distingue :

- Le boulon de haute résistance HR.
- Le boulon ordinaire.

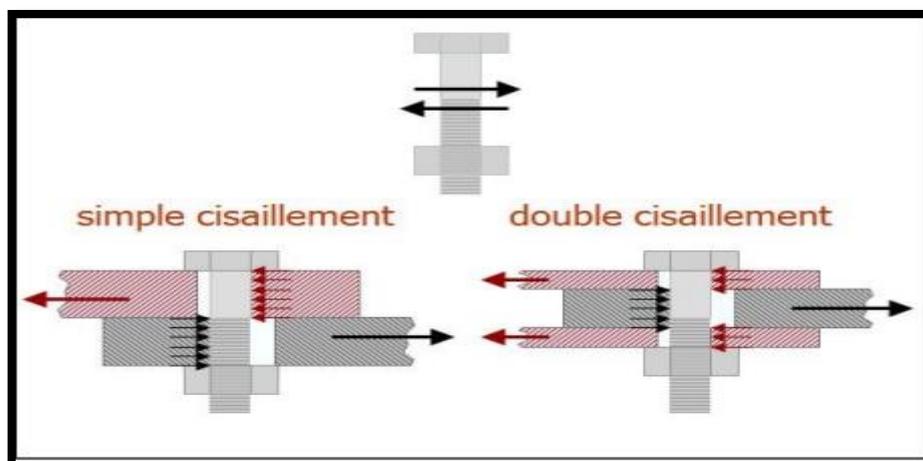


Figure V. 2 : Mode de travail des boulons ordinaires (net, 11)

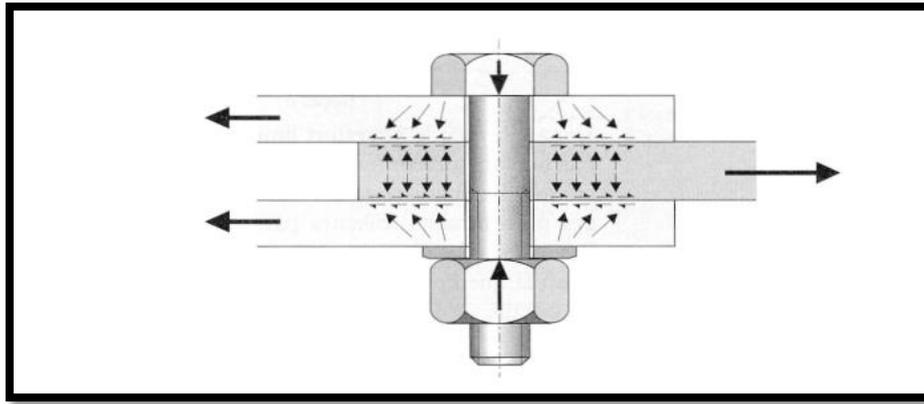


Figure V. 3 : Boulons de haute résistance (net, 12)

Tableau V. 1 : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.

Classe	Classe a×b	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} MPa	$f_{yb} = a.b.10$	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub} MPa	$f_{ub} = a.100$	400	400	500	500	600	600	800	1000

- **Fonctionnement par adhérence**

Les assemblages doivent assurer une résistance mécanique suffisante dans la construction définitive. On peut classer les différents procédés en deux grandes classes :

- Assemblages mécaniques : rivets, boulons.
- Assemblages cohésifs : soudures, colles.

Ces assemblages ont alors deux types de fonctionnement : obstacle ou/et adhérence.

- ♦ **Fonctionnement par obstacle** : c'est le cas des boulons ordinaires, non précontraints, dont les tiges reprennent les efforts en cisaillement.
- ♦ **Fonctionnement par adhérence** : dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage.
- ♦ **Fonctionnement mixte** : c'est le cas du rivetage et du boulonnage HR, la transmission des efforts est assurée en premier par adhérence puis par obstacle. (Benouis, 2023)

V.3.2 Le soudage

Le soudage est un procédé particulier d'assemblage assurant les liaisons par continuité de la matière (adhérence entre les atomes). La réalisation d'un cordon de soudures permet de bloquer dans toutes les directions, le cordon de soudure doit principalement travailler au cisaillement. Les procédés de soudage sont multiples et sont utilisés selon la nature des pièces à souder on distingue :

-Procédés par pression.

-Procédés par arc électrique.

-Procédés par résistance électrique.

V.4 Rôle de l'assemblage

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion. Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- ◆ Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- ◆ Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, Il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- a. Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et les efforts tranchants.
- b. Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

V.5 Dimensionnement des assemblages entre différents éléments

On a fait l'assemblage des différents éléments de la structure par le logiciel ROBOT ANALYSIS version 2010 et version 2019.

V.5.1 Assemblage poteau- ferme (HEA 300 - IPE 450)

L'assemblage est réalisé par une platine d'extrémité débordante boulonnée sur la semelle de poteau (HEA 300) et soudée à l'âme de de la traverse.

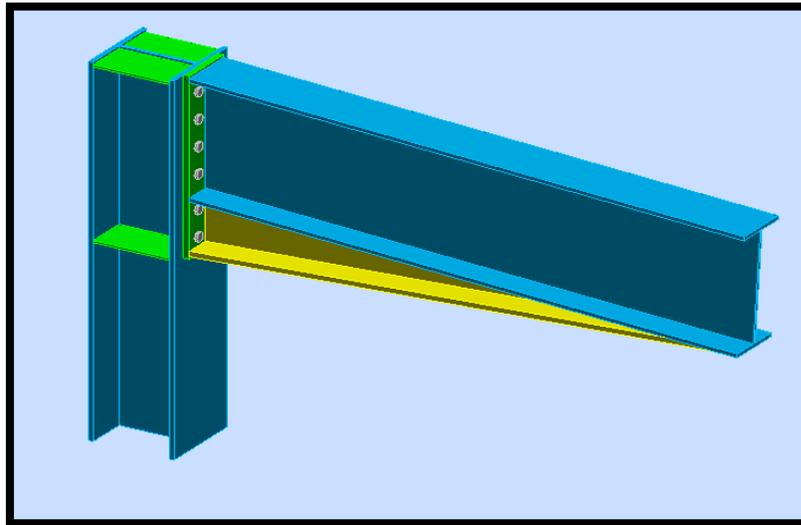


Figure V. 4 : Vue en 3D d'assemblage poteau - traverse

❖ Général

Assemblage N° :	2
Nom de l'assemblage :	Angle de portique
Nœud de la structure :	32
Barres de la structure :	23, 24

❖ Géométrie

• Poteau :

Profilé :	HEA 300
Barre N° :	23
$\alpha =$	-90,0 [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau :	S 235
$f_{yc} =$	235,00 [MPa] Résistance

• Poutre :

Profilé :	IPE 450
Barre N° :	24
$\alpha =$	-3,2 [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau :	S 235
$f_{yb} =$	235,00 [MPa] Résistance

• Boulons :

$d =$	18 [mm] Diamètre du boulon
Classe =	10.9 Classe du boulon
$F_{tRd} =$	13824,00 [daN] Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2 Nombre de colonnes des boulons

- **Jarret inferieur :**

$w_d =$	190	[mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	20	[mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	200	[mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	10	[mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	1800	[mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	3,2	[Deg]	Angle d'inclinaison

Matériau : S 235

$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$d =$	18	[mm]	Diamètre du boulon
$n_v =$	6		Nombre de rangés des boulons
$h_1 =$	75	[mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i =$ 100 [mm]

Entraxe $p_i =$ 100 ; 100 ; 100 ; 130 ; 100 [mm]

- **Platine :**

$h_p =$	671	[mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	190	[mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20	[mm]	Epaisseur de la platine

Matériau : S 235

$f_{ybu} =$	235,00	[MPa]	Résistance
-------------	--------	-------	------------

- **Raidisseur poteau :**

- **Supérieur**

$h_{su} =$	262	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	146	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau : S 235

$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance
-------------	--------	-------	------------

- **Inférieur**

$h_{sd} =$	262	[mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	146	[mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	8	[mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau : S 235

$f_{ysu} =$	235,00	[MPa]	Résistance
-------------	--------	-------	------------

- **Soudures d'angle :**

$a_w =$	7	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	11	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	7	[mm]	Soudure du raidisseur

$a_w = 7$ [mm] Soudure âme
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

• **Coefficients de matériau :**

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

❖ **Efforts**

• **Etat limite : ultime**

Cas : 33 : ELU /1/ $1*1.35 + 2*1.50 + 3*1.50$
 $M_{b1,Ed} = 18064,32$ [daN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite
 $V_{b1,Ed} = -9509,13$ [daN] Effort tranchant dans la poutre droite
 $N_{b1,Ed} = -1259,50$ [daN] Effort axial dans la poutre droite

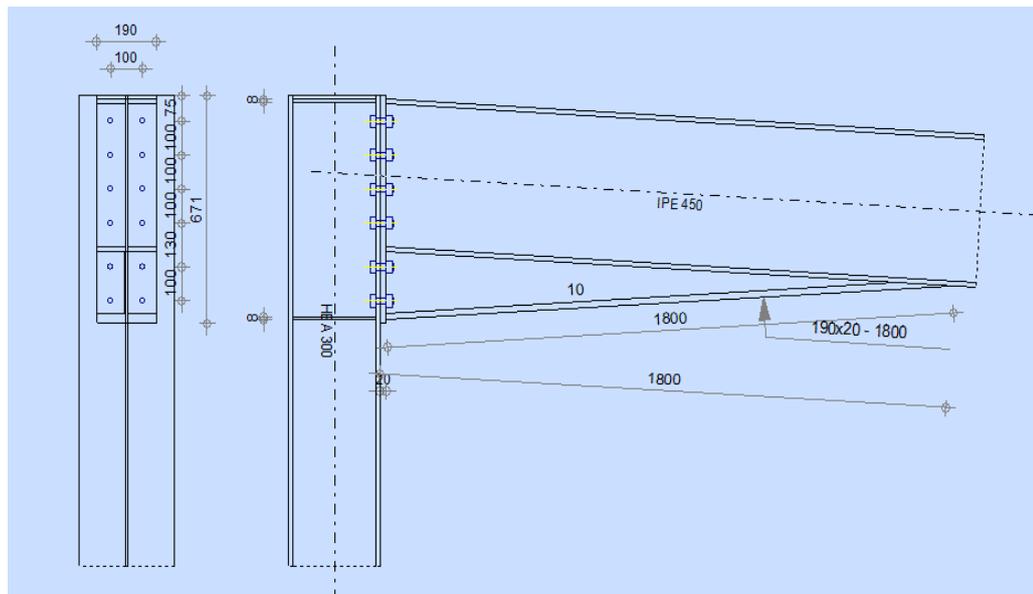


Figure V. 5 : Schéma d'assemblage (poteau-traverse)

❖ **Résultats**

• **Résistances de la poutre :**

$N_{cb,Rd} = 232228,88$ [daN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]
 $V_{cb,Rd} = 96120,86$ [daN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$	$0,10 < 1,00$	vérifié	(0,10)
$M_{b,pl,Rd} = 39995,12$ [daN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]		
$M_{cb,Rd} = 61125,74$ [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion		EN1993-1-1:[6.2.5]
$F_{c,fb,Rd} = 96509,18$ [daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées		[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,wb,Rd,low} = 89161,66$ [daN]	Résistance de l'âme de la poutre		[6.2.6.2.(1)]

• **Résistances du poteau :**

$V_{wp,Ed} = 33211,05$ [daN]	Panneau d'âme en cisaillement		[5.3.(3)]
$V_{wp,Rd} = 46595,02$ [daN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement		[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	$0,71 < 1,00$	vérifié	(0,71)
$F_{c,wc,Rd} = 86401,52$ [daN]	Résistance de l'âme du poteau		[6.2.6.2.(1)]
$F_{c,wc,Rd,upp} = 86199,32$ [daN]	Résistance de l'âme du poteau		[6.2.6.2.(1)]

• **Résistances de l'assemblage à la compression :**

$N_{j,Rd} = 172398,63$ [daN]	Résistance de l'assemblage à la compression		[6.2]
$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)

• **Résistances de l'assemblage à la flexion :**

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	576	24702,39	24702,39	28195,25	27648,00	50603,34	27648,00	41040,76
2	476	17021,42	24752,13	28195,25	26842,39	45454,95	27648,00	41040,76
3	376	4871,20	24752,13	28195,25	26842,39	45454,95	27648,00	41040,76
4	276	-	24752,13	28195,25	26842,39	45454,95	27648,00	41040,76
5	146	-	24752,13	28195,25	26842,39	45454,95	27648,00	41040,76
6	46	-	25477,65	28195,25	26842,39	45454,95	27648,00	41040,76

• **Résistances de l'assemblage à la flexion M_{j,Rd}**

$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$			
$M_{j,Rd} = 24147,36$ [daN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2]
$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,75 < 1,00$	vérifié	(0,75)

• **Résistances de l'assemblage au cisaillement :**

$V_{j,Rd} = 96622,23$ [daN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		[Tableau 3.4]
$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$	$0,10 < 1,00$	vérifié	(0,10)

• **Résistances des soudures :**

$\sqrt{[\sigma_{\perp,max}^2 + 3*(\tau_{\perp,max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	$134,99 < 338,82$	vérifié	(0,40)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	$134,49 < 338,82$	vérifié	(0,40)
$\sigma_{\perp} \leq f_u/\gamma_{M2}$	$67,49 < 288,00$	vérifié	(0,23)

• **Rigidité de l'assemblage :**

$S_{j,ini} = 39434250,01$ [daN*m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$S_j = 28890644,64$ [daN*m] Rigidité en rotation finale [6.3.1.(4)]

Classification de l'assemblage par rigidité.

$S_{j,rig} = 1, \#J$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 1, \#J$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,ini} \leq S_{j,pinn}$ ARTICULE

- **Composant le plus faible :**

PANNEAU D'AME DU POTEAU EN CISAILLEMENT

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,75

V.5.2 Assemblages poutre-solive (IPE 330-IPE220)

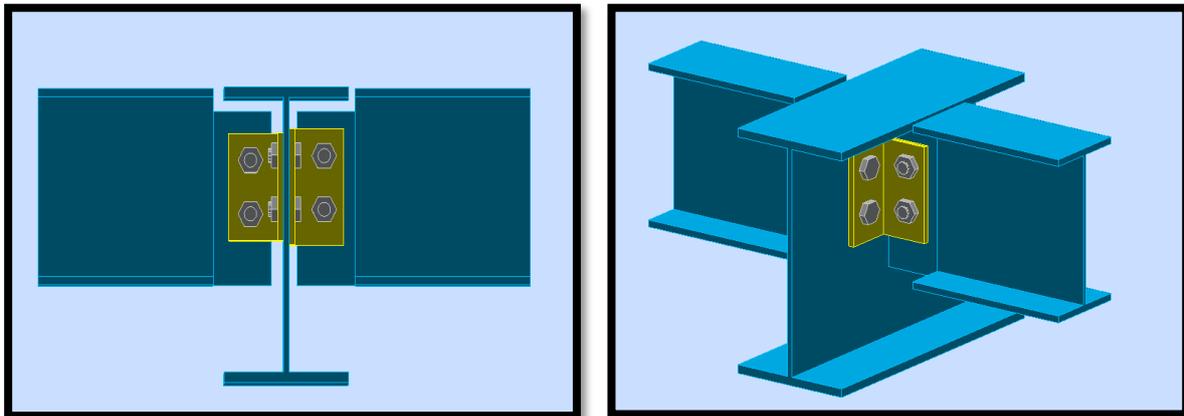


Figure V. 6 : Vue en 3D d'assemblage poutre - solive

❖ Général

Assemblage N° : 4

Nom de l'assemblage : Par cornières : poutre-poutre (âme)

Nœud de la structure : 72

Barres de la structure : 65, 97, 82

❖ Géométrie

- **Poutre principale :**

Profilé : IPE 330

Barre N° : 65

Matériau : S 235

Profilé : IPE 330
 $f_{yg} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

▪ **Côté gauche :**

Poutre

Profilé : IPE 220
 Barre N° : 97
 Matériau : S 235
 $f_{dbI} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

Encoche de la poutre

$h_1 = 25$ [mm] Encoche supérieur
 $h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure
 $l = 75$ [mm] Longueur de l'encoche

• **Cornière :**

Profilé : CAE 70x7
 Matériau : S 235
 $f_{dKI} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

• **Boulons :**

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 2$ Nombre de rangés des boulons

▪ **Côté droite :**

Poutre

Profilé : IPE 220
 Barre N° : 82
 Matériau : S 235
 $f_{dbr} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

Encoche de la poutre

$h_1 = 25$ [mm] Encoche supérieur
 $h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure
 $l = 75$ [mm] Longueur de l'encoche

- **Cornière :**

Profilé : CAE 70x7
 Matériau : S 235
 $f_{dkr} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

- **Boulons**

Boulons assemblant la cornière à la poutre principale

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 2$ Nombre de rangés des boulons

Boulons assemblant la cornière à la poutre

Classe = 8.8 Classe du boulon
 $d = 16$ [mm] Diamètre du boulon
 $k = 1$ Nombre de colonnes des boulons
 $w = 2$ Nombre de rangés des boulons

- **Coefficients de matériau :**

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

❖ Efforts

Cas : 21 : $1.35G+1.5Q+0.9V$ $1*1.35+2*1.50+7*0.90$

- **Côté gauche**

$N_{b2,Ed} = 22,92$ [daN] Effort axial
 $V_{b2,Ed} = 331,70$ [daN] Effort tranchant
 $M_{b2,Ed} = 0,00$ [daN*m] Moment fléchissant

- **Côté droite**

$N_{b1,Ed} = 24,17$ [daN] Effort axial
 $V_{b1,Ed} = 315,66$ [daN] Effort tranchant

▪ **Côté droite**

$N_{b1,Ed} = 24,17$ [daN] Effort axial

$M_{b1,Ed} = 0,00$ [daN*m] Moment fléchissant

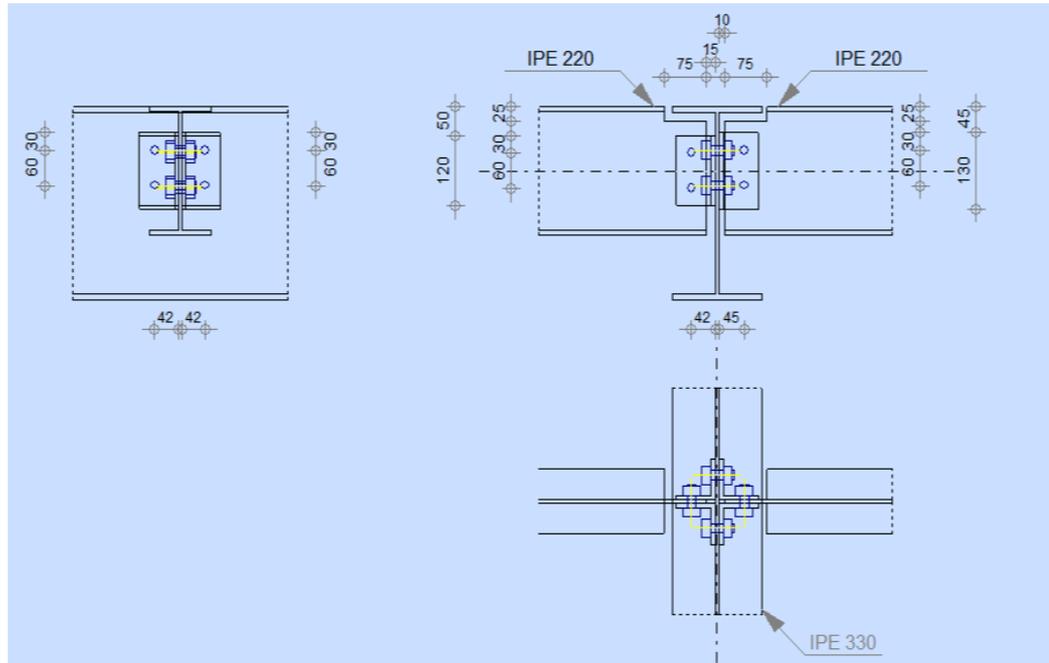


Figure V. 7 : Schéma d'assemblage (poutre-solive)

❖ **Résultats**

▪ **Côté gauche :**

- **Boulons assemblant la cornière à la poutre principale**

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poutre principale - cornière

$F_{x,Ed} = 124,25$ [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{z,Ed} = 82,93$ [daN] Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 3660,99$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{Rdz} = 3733,33$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon [Tableau 3.4]

$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$ 124,25 < 3660,99 **vérifié** (0,03)

$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$ 82,93 < 3733,33 **vérifié** (0,02)

***Traction des boulons**

$F_{t,Ed} \leq F_{tRd}$ 132,19 < 9043,20 **vérifié** (0,01)

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

$$F_{v,Ed} = 149,38 \text{ [daN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$$

$$F_{v,Ed}/F_{vRd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

- **Boulons assemblant la cornière à la poutre**

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage cornière - poutre

$$F_{x,Ed} = 264,39 \text{ [daN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon}$$

$$F_{z,Ed} = 165,85 \text{ [daN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon}$$

$$F_{Rdx} = 3398,40 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{Rdz} = 5852,80 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx} \quad 264,39 < 3398,40 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

$$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz} \quad 165,85 < 5852,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

- **Vérification de la section pour le cisaillement de bloc**

Cornière

$$V_{effRd} = 7898,57 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad [3.10.2 (3)]$$

$$|0.5 \cdot V_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |165,85| < 7898,57 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

Poutre

$$V_{effRd} = 8573,65 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad [3.10.2 (3)]$$

$$|V_{b2,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |331,70| < 8573,65 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

- **Côté droite**

- **Boulons assemblant la cornière à la poutre principale**

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poutre principale - cornière

$$F_{x,Ed} = 118,24 \text{ [daN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon}$$

$$F_{z,Ed} = 78,91 \text{ [daN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon}$$

$$F_{Rdx} = 4181,33 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{Rdz} = 4480,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx} \quad 118,24 < 4181,33 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

$$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz} \quad 78,91 < 4480,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

*Traction des boulons

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \quad 134,28 < 9043,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

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

$$F_{v,Ed} = 142,15 \text{ [daN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon} \quad F_{v,Ed} = \sqrt{[F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2]}$$

$$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0 \quad 0,03 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

- **Boulons assemblant la cornière à la poutre**

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage cornière - poutre

$$F_{x,Ed} = 268,55 \text{ [daN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon}$$

$$F_{z,Ed} = 157,83 \text{ [daN]} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon}$$

$$F_{Rdx} = 4405,33 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{Rdz} = 5852,80 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx} \quad 268,55 < 4405,33 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

$$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz} \quad 157,83 < 5852,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

- **Vérification de la section pour le cisaillement de bloc**

Cornière

$$V_{effRd} = 8545,91 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad [3.10.2 (3)]$$

$$|0.5 \cdot V_{b1,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |157,83| < 8545,91 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

Poutre

$$V_{effRd} = 8853,08 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous} \quad [3.10.2 (3)]$$

$$|V_{b1,Ed}| \leq V_{effRd} \quad |315,66| < 8853,08 \quad \text{vérifié} \quad (0,04)$$

- **Vérification de la poutre principale**

Force résultante agissant sur le boulon de rive

$$F_{x,Ed} = 242,49 \text{ [daN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x} \quad F_{x,Ed} = F_{x1,Ed} + F_{x2,Ed}$$

$$F_{z,Ed} = 161,84 \text{ [daN]} \quad \text{Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z} \quad F_{z,Ed} = F_{z1,Ed} + F_{z2,Ed}$$

$$F_{b,Rdx} = 8640,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rdz} = 7440,00 \text{ [daN]} \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$|F_{x,Ed}| \leq F_{b,Rdx} \quad |242,49| < 8640,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

$$|F_{z,Ed}| \leq F_{b,Rdz} \quad |161,84| < 7440,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,08

V.5.3 Assemblage pied de poteau encastré (HEA 300)

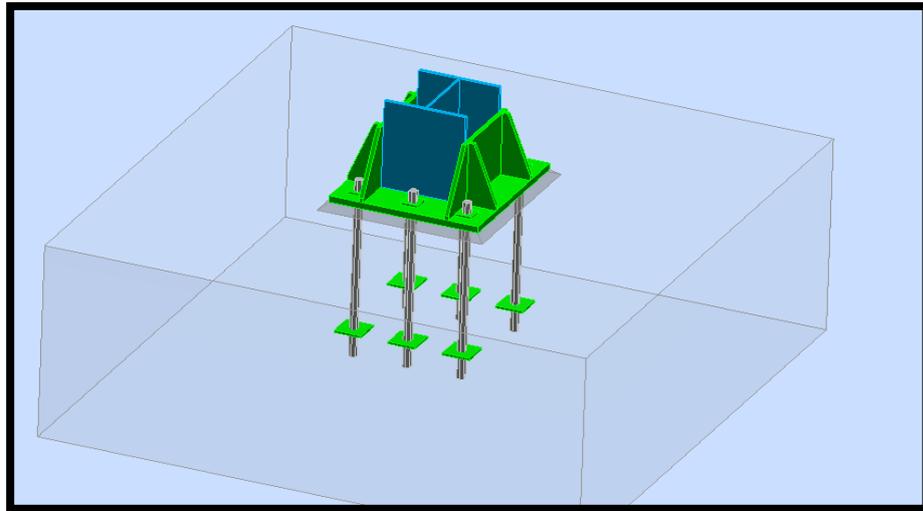


Figure V. 8 : Vue en 3D d'assemblage pied de poteau

❖ Général

Assemblage N° :	3
Nom de l'assemblage :	Pied de poteau encastré
Nœud de la structure :	31
Barres de la structure :	23

❖ Géométrie

- Poteau :

Profilé :	HEA 300
Barre N° :	23
$L_c =$	12,00 [m] Longueur du poteau
Matériau :	S 235

- Platine de parcellement :

$l_{pd} =$	580 [mm] Longueur
$b_{pd} =$	550 [mm] Largeur
$t_{pd} =$	30 [mm] Epaisseur
Matériau :	S 235
$f_{ypd} =$	235,00 [MPa] Résistance
$f_{upd} =$	360,00 [MPa] Résistance ultime du matériau

- **Ancrage**

Classe =	8.8	Classe de tiges d'ancrage
f_{yb} =	550,00 [MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
f_{ub} =	800,00 [MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
d =	30 [mm]	Diamètre du boulon
n_H =	2	Nombre de colonnes des boulons
n_V =	3	Nombre de rangés des boulons
e_H =	430 [mm]	Ecartement
e_V =	200 [mm]	Entraxe

- **Raidisseur :**

l_s =	580 [mm]	Longueur
w_s =	550 [mm]	Largeur
h_s =	290 [mm]	Hauteur
t_s =	15 [mm]	Epaisseur
d_1 =	20 [mm]	Grugeage
d_2 =	20 [mm]	Grugeage

- **Coefficients de matériau :**

γ_{M0} =	1,00	Coefficient de sécurité partiel
γ_{M2} =	1,25	Coefficient de sécurité partiel
γ_C =	1,50	Coefficient de sécurité partiel

- **Semelle isolée :**

L =	2000 [mm]	Longueur de la semelle
B =	2000 [mm]	Largeur de la semelle
H =	900 [mm]	Hauteur de la semelle

- **Béton**

Classe	C25/30
f_{ck} =	25,00 [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

▪ **Mortier de calage**

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

▪ **Soudures**

$a_p = 10$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_{p1} = 9$ [mm] Plaquette

$a_s = 7$ [mm] Raidisseurs

❖ **Efforts**

Cas : 12 : G+1.5V 1*1.00+6*1.50

$N_{j,Ed} = -1729,04$ [daN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = -177,92$ [daN] Effort tranchant

$V_{j,Ed,z} = -3096,19$ [daN] Effort tranchant

$M_{j,Ed,y} = 17183,58$ [daN*m] Moment fléchissant

$M_{j,Ed,z} = -605,23$ [daN*m] Moment fléchissant

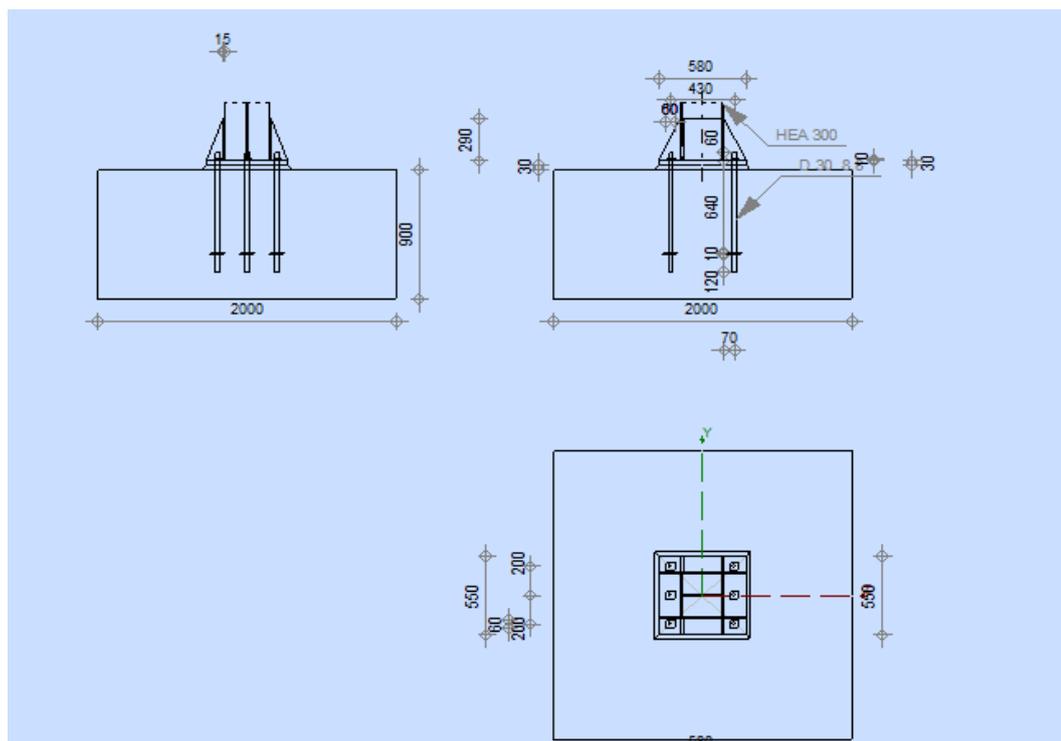


Figure V. 9 : Schéma d'assemblage (pied poteau)

❖ **Résultats**

- Zone comprimée :

- **Compression du béton**

$c =$	49 [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$f_{jd} =$	33,33 [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$F_{c,Rd,n} =$	742215,50 [daN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} =$	280198,84 [daN]	Résistance du béton à la flexion M_y	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} =$	266224,31 [daN]	Résistance du béton à la flexion M_z	[6.2.8.3.(1)]

- **Aile et âme du poteau en compression**

$M_{c,Rd,y} =$	32509,90 [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	276 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} =$	117789,49 [daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$M_{c,Rd,z} =$	15067,75 [daN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	345 [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} =$	43658,19 [daN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

- **Résistance de la semelle dans la zone comprimée**

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} =$	742215,50 [daN]	Résistance de la semelle à la compression axiale	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{c,Rd,y} =$	117789,49 [daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{c,Rd,z} =$	43658,19 [daN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

- **Zone tendue :**

- **Rupture du boulon d'ancrage**

$F_{t,Rd,s1} =$	27466,56 [daN]	Résistance du boulon à la rupture	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,s2} =$	25712,50 [daN]	Résistance du boulon à la rupture	CEB [9.2.2]
$F_{t,Rd,s} = \min(F_{t,Rd,s1}, F_{t,Rd,s2})$			
$F_{t,Rd,s} =$	25712,50 [daN]	Résistance du boulon à la rupture	

- **Arrachement du boulon d'ancrage du béton**

$F_{t,Rd,p} =$	62261,86 [daN]	Résistance de calc. pour le soulèvement	CEB [9.2.3]
----------------	----------------	---	-------------

▪ **Arrachement du cône de béton**

$N_{Rk,c}^0 = 46188,02$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$F_{t,Rd,c} = 20948,83$ [daN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage à l'arrachement du cône de béton EN 1992-1:[8.4.2.(2)]

▪ **Fendage du béton**

$N_{Rk,c}^0 = 60715,73$ [daN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.5]

$F_{t,Rd,sp} = 22226,40$ [daN] Résistance de calcul du boulon d'ancrage au fendage du béton CEB [9.2.5]

▪ **Résistance du boulon d'ancrage à la traction**

$F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd,s}, F_{t,Rd,p}, F_{t,Rd,c}, F_{t,Rd,sp})$

$F_{t,Rd} = 20948,83$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

▪ **Flexion de la plaque de base**

$F_{t,pl,Rd,y} = 53714,72$ [daN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

$F_{t,pl,Rd,z} = 41897,66$ [daN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

▪ **Résistance de semelle dans la zone tendue**

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$

$F_{T,Rd,y} = 53714,72$ [daN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$

$F_{T,Rd,z} = 41897,66$ [daN] Résistance de la semelle dans la zone tendue [6.2.8.3]

▪ **Contrôle de la résistance de l'assemblage**

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24) $0,00 < 1,00$ **vérifié** (0,00)

$M_{j,Rd,y} = 20753,23$ [daN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23) $0,83 < 1,00$ **vérifié** (0,83)

$M_{j,Rd,z} = 10351,21$ [daN*m] Résistance de l'assemblage à la flexion [6.2.8.3]

$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23) $0,06 < 1,00$ **vérifié** (0,06)

$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,89 < 1,00$ **vérifié** (0,89)

▪ **Cisaillement**

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

$F_{1,vb,Rd,y} = 50625,00$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

$F_{1,vb,Rd,z} = 50625,00$ [daN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$F_{2,vb,Rd} = 12440,71$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement - sans effet de levier [6.2.2.(7)]

$F_{v,Rd,sm} = 3051,49$ [daN] Résistance du boulon au cisaillement - avec l'effet de levier CEB [9.3.1]

▪ **Rupture de béton par effet de levier**

$F_{v,Rd,cp} = 41897,66$ [daN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

▪ **Ecrasement du bord du béton**

$F_{v,Rd,c,y} = 52738,16$ [daN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = 54371,20$ [daN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

▪ **Glissement de la semelle**

$F_{f,Rd} = 518,71$ [daN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

▪ **Contrôle du cisaillement**

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 18827,67$ [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)
------------------------------------	---------------	----------------	--------

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 18827,67$ [daN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,16 < 1,00$	vérifié	(0,16)
------------------------------------	---------------	----------------	--------

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,17 < 1,00$	vérifié	(0,17)
--	---------------	----------------	--------

▪ **Contrôle des raidisseurs**

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_d = 6,04$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 37,48$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 51,26$ [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 89,00$ [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)	$0,38 < 1,00$	vérifié	(0,38)
---	---------------	----------------	--------

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_d = 1,44$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 9,45$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 16,53$ [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 28,67$ [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) $0,12 < 1,00$ **vérifié** (0,12)

- **Soudures entre le poteau et la plaque d'assise :**

$\sigma_{\perp} = 23,88$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 23,88$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{yII} = -0,09$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{zII} = -1,44$ [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)]

$\sigma_{\perp} / (f_u/\gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0,08 < 1,00$ **vérifié** (0,08)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u/(\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,14 < 1,00$ **vérifié** (0,14)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u/(\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,12 < 1,00$ **vérifié** (0,12)

- **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)]

$\tau_{II} = 54,93$ [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) $0,28 < 1,00$ **vérifié** (0,28)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} = 14,25$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 14,25$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 17,71$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 41,88$ [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} = 14,25$ [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) $0,12 < 1,00$ **vérifié** (0,12)

- **Soudures horizontales des raidisseurs :**

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} = 77,68$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 77,68$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 69,69$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 196,73$ [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,58 < 1,00$ **vérifié** (0,58)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} = 33,02$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 33,02$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{II} = 21,18$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]

$\sigma_z = 75,54$ [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,22 < 1,00$ **vérifié** (0,22)

- **Rigidité de l'assemblage :**

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$k_{13,y} = 25$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$k_{15,y} = 5$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$k_{16,y} = 3$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$\lambda_{0,y} = 1,00$ Elancement du poteau [5.2.2.5.(2)]

$S_{j,ini,y} = 9593595,89$ [daN*m] Rigidité en rotation initiale [Tableau 6.12]

$S_{j,rig,y} = 9588337,50$ [daN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,ini,y} \geq S_{j,rig,y}$ RIGIDE [5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = 33$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$k_{15,z} = 41$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$k_{13,z} =$	33 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} =$	3 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	1,71	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	48798965,49 [daN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	3312519,00 [daN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$		RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

- **Composant le plus faible :**

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,89

V.5.4 Assemblage ferme –ferme par éclissage (IPE 450)

L'éclissage est réalisé par deux platines boulonnées sur les semelles et les âmes des deux poutres.

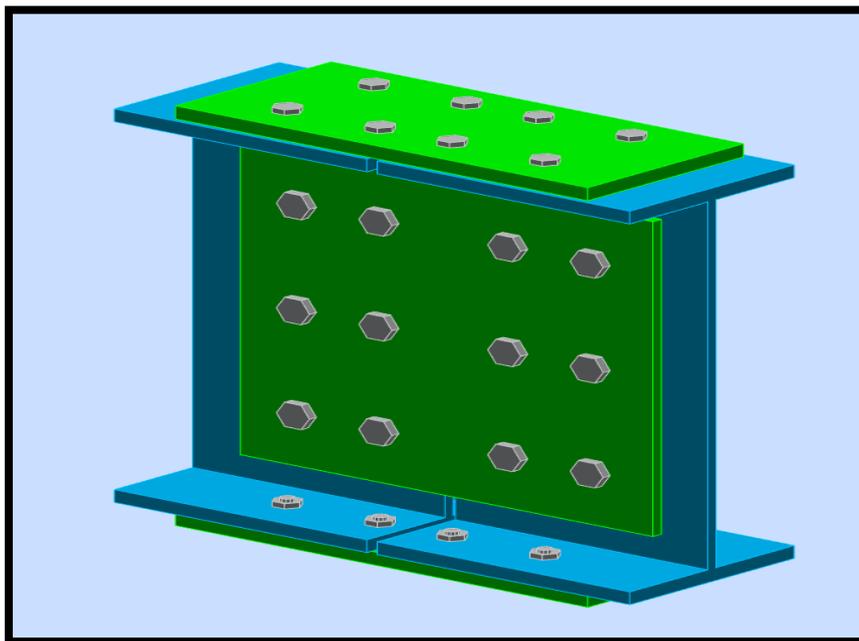


Figure V. 10 : Vue en 3D de l'éclissage de la ferme

❖ Général

Assemblage N° : 6

Nom de l'assemblage : Epissure de la poutre

- **Poutre droite :**

Profilé :	IPE 450		
$h_{b1} =$	450	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fb1} =$	190	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb1} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb1} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{b1} =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{b1} =$	98,82	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb1} =$	33742,90	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau :	S 235		
$f_{yb1} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{ub1} =$	360,00	[MPa]	

- **Poutre gauche :**

Profilé :	IPE 450		
$h_{b2} =$	450	[mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fb2} =$	190	[mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb2} =$	9	[mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb2} =$	15	[mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{b2} =$	21	[mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{b2} =$	98,82	[cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb2} =$	33742,90	[cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau :	S 235		
$f_{yb2} =$	235,00	[MPa]	Résistance
$f_{ub2} =$	360,00	[MPa]	

- **Éclisse d'âme :**

Type : de deux côtés

$l_{pw} =$ 400 [mm] Longueur de la platine

$h_{pw} =$ 360 [mm] Hauteur de la platine

$t_{pw} =$ 10 [mm] Épaisseur de la platine

Matériau : S 235

$f_{ypw} =$ 235,00 [MPa] Résistance de calcul

$f_{upw} =$ 360,00 [MPa] Résistance à la traction

- **Platine externe supérieure :**

$l_{pe} =$ 400 [mm] Longueur de la platine

$h_{pe} =$ 180 [mm] Hauteur de la platine

$t_{pe} =$ 15 [mm] Épaisseur de la platine

Matériau : S 235

$f_{ype} =$ 235,00 [MPa] Résistance de calcul

$f_{upe} =$ 360,00 [MPa] Résistance à la traction

- **Platine externe inférieure :**

$l_{pe} =$ 400 [mm] Longueur de la platine

$h_{pe} =$ 180 [mm] Hauteur de la platine

$t_{pe} =$ 15 [mm] Épaisseur de la platine

Matériau : S 235

$f_{ype} =$ 235,00 [MPa] Résistance de calcul

$f_{upe} =$ 360,00 [MPa] Résistance à la traction

- **Droite :**

Boulons assemblant l'éclisse à l'âme de la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

OUT : Catégorie d'assemblage A

Classe = 10.9 Classe du boulon

$d =$ 16 [mm] Diamètre du boulon

$d_0 =$ 18 [mm] Diamètre du trou de boulon

$A_s =$	1,57 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	670,00 [MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	1000,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	3	Nombre de rangés des boulons
$e_1 =$	60 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_2 =$	80 [mm]	Ecartement
$p_1 =$	120 [mm]	Entraxe

Boulons assemblant l'éclisse à l'aile supérieure de la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

OUT : Catégorie d'assemblage A

Classe =	10.9	Classe du boulon
$d =$	12 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	13 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	0,84 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,13 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	670,00 [MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	1000,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	2	Nombre de rangés des boulons
$e_1 =$	30 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	90 [mm]	Entraxe

Boulons assemblant l'éclisse à l'aile inférieure de la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

OUT : Catégorie d'assemblage A

Classe =	10.9	Classe du boulon
$d =$	12 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	13 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	0,84 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon

$A_v =$	1,13 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	670,00 [MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	1000,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	1	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	2	Nombre de rangés des boulons
$e_1 =$	30 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	90 [mm]	Entraxe

▪ **Gauche :**

Boulons assemblant l'éclisse à l'âme de la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

OUT : Catégorie d'assemblage A

Classe =	10.9	Classe du boulon
$d =$	16 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	18 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,57 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	670,00 [MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	1000,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	3	Nombre de rangés des boulons
$e_1 =$	60 [mm]	Niveau du premier boulon
$p_2 =$	80 [mm]	Ecartement
$p_1 =$	120 [mm]	Entraxe

Boulons assemblant l'éclisse à l'aile supérieure de la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

OUT : Catégorie d'assemblage A

Classe =	10.9	Classe du boulon
$d =$	12 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	13 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	0,84 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon

$A_v =$	1,13	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	670,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	2		Nombre de rangés des boulons
$e_1 =$	30	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	90	[mm]	Entraxe

Boulons assemblant l'éclisse à l'aile inférieure de la poutre

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

OUT : Catégorie d'assemblage A

Classe =	10.9		Classe du boulon
$d =$	12	[mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	13	[mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	0,84	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	1,13	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	670,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
$f_{ub} =$	1000,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	1		Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	2		Nombre de rangés des boulons
$e_1 =$	30	[mm]	Niveau du premier boulon
$p_1 =$	90	[mm]	Entraxe

- **Coefficients de matériau :**

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

❖ Efforts

Cas : Calculs manuels

- **Etat limite : ultime**

$N_{Ed1} =$	2444,00	[daN]	Effort axial
$V_{z,Ed1} =$	6268,00	[daN]	Effort tranchant
$M_{y,Ed1} =$	5549,00	[daN*m]	Moment fléchissant
$N_{Ed2} =$	2444,00	[daN]	Effort axial

$V_{z,Ed2} = 6268,00$ [daN] Effort tranchant
 $M_{y,Ed2} = 5549,00$ [daN*m] Moment fléchissant

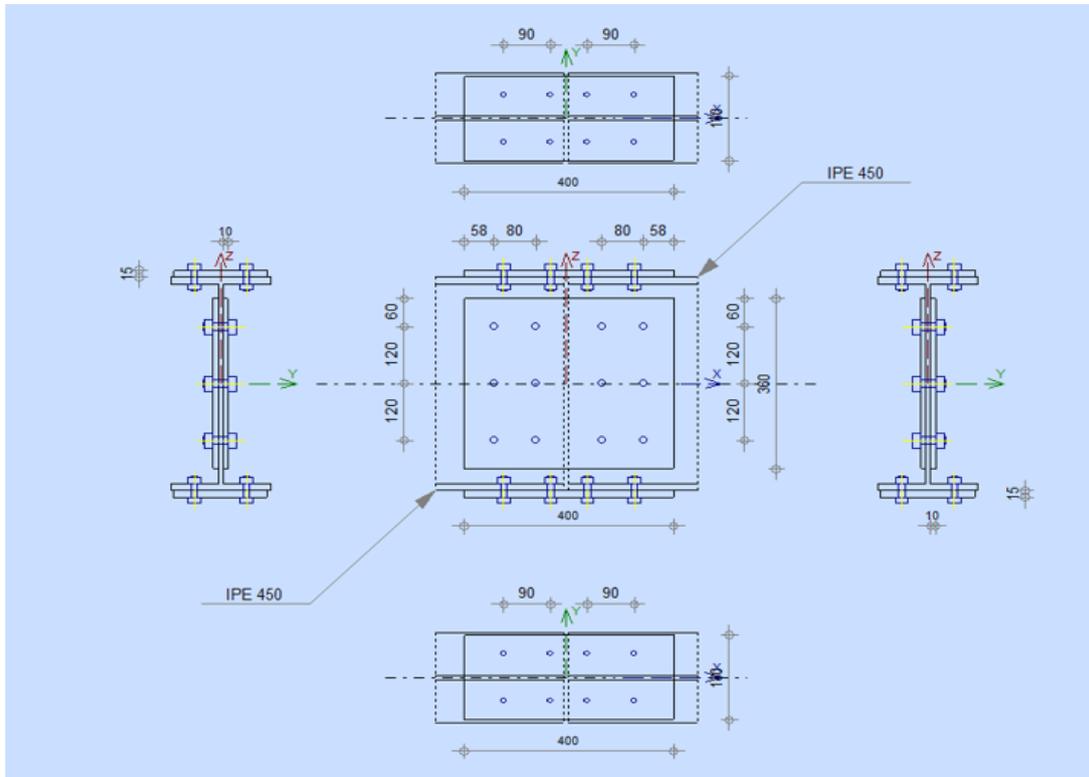


Figure V. 11 : Schéma d'éclissage (ferme-ferme)

❖ Résultats

Résultats d'un côté de l'assemblage (géométrie et charges symétriques)

Effort axial

Platine	A_i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS N_i [daN]	EFFORTS EQUIVALENTS $N_i(M_{y,Ed})$ [daN]	Force résultante $N_{Ed,i}$ [daN]
	$A_{pw} = 72,00$	1396,57	-	$N_{Ed,pw} = 1396,57$
	$A_{pfue} = 27,00$	523,71	9423,80	$N_{Ed,pfue} = 9947,52$
	$A_{pfle} = 27,00$	523,71	-9423,80	$N_{Ed,pfle} = -8900,09$

$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp} + A_{pfue} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

Effort tranchant Z

Platine	A _i [cm ²]	V _{zEd,i} [daN]
	A _{z,pw} = 72,00	V _{z,Ed,pw} = 6268,00

Moment fléchissant Y

Platine	I _{y,i} [cm ⁴]	EFFORTS EQUIVALENTS M _{y,i} [daN*m]	Force résultante M _{y,Ed,i} [daN*m]
	I _{y,pw} = 7776,00	1166,93	M_{y,Ed,pw}= 1166,93
	I _{y,pfue} = 14600,25	2191,03	-
	I _{y,pfle} = 14600,25	2191,03	-

$M_{y,i}=(M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + I_{pfle})$

- **Boulons assemblant l'éclisse à l'âme de la poutre**

Résistance des boulons

F_{v,Rd} = 12560,0 [daN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie filetée d'un boulon F_{v,Rd}= 0.5*f_{ub}*A_s*m/γ_{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*(e₁/d₀)-1.7, 1.4*(p₁/d₀)-1.7, 2.5]

k_{1x} > 0.0 2,50 > 0,00 **vérifié**

a_{bx} = 1,00 Coefficient pour le calcul de F_{b,Rd} a_{bx}=min [e₂/(3*d₀), p₂/(3*d₀)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]

a_{bx} > 0.0 1,00 > 0,00 **vérifié**

F_{b,Rd1x} = 10828,80 [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale F_{b,Rd1x}=k_{1x}*a_{bx}*f_u*d*Σt/γ_{M2}

Direction z

k_{1z} = 2,50 Coefficient pour le calcul de F_{b,Rd} k_{1z}=min [2.8*(e₂/d₀)-1.7, 1.4*(p₂/d₀)-1.7, 2.5]

k_{1z} > 0.0 2,50 > 0,00 **vérifié**

a_{bz} = 1,00 Coefficient pour le calcul de F_{b,Rd} a_{bz}=min [e₁/(3*d₀), p₁/(3*d₀)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]

a_{bz} > 0.0 1,00 > 0,00 **vérifié**

F_{b,Rd1z} = 10828,80 [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale F_{b,Rd1z}=k_{1z}*a_{bz}*f_u*d*Σt/γ_{M2}

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

k_{1x} = 2,50 Coefficient pour le calcul de F_{b,Rd} k_{1x}=min [2.8*(e₁/d₀)-1.7, 1.4*(p₁/d₀)-1.7, 2.5]

$k_{1x} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$a_{bx} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$a_{bx} = \min [e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{bx} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2x} = 23040,00$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * a_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$
Direction z			
$k_{1z} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$k_{1z} = \min [2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1z} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié	
$a_{bz} = 1,00$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$		$a_{bz} = \min [e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$a_{bz} > 0.0$	$1,00 > 0,00$	vérifié	
$F_{b,Rd2z} = 23040,00$ [daN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale		$F_{b,Rd2z} = k_{1z} * a_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Etat limite : ultime

cisaillement des boulons

$e_0 = 103$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons		$e_0 = e_{2b} + 0.5 * (s_1 + (c-1) * p_2)$
$M_y = 1809,40$ [daN*m]	Moment fléchissant réel		$M_y = M_{y,Ed,pw} + V_{z,Ed,pw} * e_0$
$F_{x,N} = 232,76$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x		$F_{x,N} = N_{Ed,pw} / n_b$
$F_{z,Vz} = 1044,67$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur la direction z		$F_{z,Vz} = V_{z,Ed,pw} / n_b$
$F_{x,My} = 3231,07$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x		$F_{x,My} = M_y * z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{z,My} = 1077,02$ [daN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z		$F_{z,My} = M_y * x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 3463,84$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x		$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,My}$
$F_{z,Ed} = 2121,69$ [daN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z		$F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$
$F_{Ed} = 4061,99$ [daN]	Effort tranchant résultant dans le boulon		$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rd,x} = 10828,80$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x		$F_{Rd,x} = \min (F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$
$F_{Rd,z} = 10828,80$ [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z		$F_{Rd,z} = \min (F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rd,x}$	$ 3463,84 < 10828,80$	vérifié	(0,32)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rd,z}$	$ 2121,69 < 10828,80$	vérifié	(0,20)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$4061,99 < 12560,00$	vérifié	(0,32)

- **Boulons assemblant l'éclisse à l'aile supérieure de la poutre**

Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 3360,00$ [daN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement

$$F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur l'aile de la poutre

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**

$a_{bx} = 0,77$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bx} = \min [e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$ $0,77 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 9703,38$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot a_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1y} = \min [2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$a_{by} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{by} = \min [e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{by} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1y} = 12614,40$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot a_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

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**

$a_{bx} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{bx} = \min [e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 12960,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot a_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1y} = \min [2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$a_{by} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $a_{by} = \min [e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$a_{by} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2y} = 12960,00$ [daN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot a_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Etat limite : ultime

cisaillement des boulons

$F_{Ed} = 2565,41$ [daN] Effort tranchant dans le boulon $F_{Ed} = N_{Ed,ptue} / n_b$

$b_{Lf} = 1,00$ Coefficient réducteur pour les assemblages longs $b_{Lf} = \max(0.75, \min(1; 1 - (L - 15 \cdot d)/(200 \cdot d)))$

$F_{Rd} = 3360,00$ [daN] Résistance résultante de calcul du boulon $F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$

$$|F_{Ed}| \leq b_{Lr} \cdot F_{Rd} \quad |2565,41| < 3360,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,76)$$

• **Boulons assemblant l'éclisse à l'aile inférieure de la poutre**

Résistance des boulons

$$F_{v,Rd} = 3360,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement} \quad F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur l'aile de la poutre

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min [2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$a_{bx} = 0,77 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad a_{bx} = \min [e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{bx} > 0.0 \quad 0,77 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 9703,38 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot a_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction y

$$k_{1y} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min [2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$a_{by} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad a_{by} = \min [e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{by} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1y} = 12614,4 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot a_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min [2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$a_{bx} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad a_{bx} = \min [e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{bx} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2x} = 12960,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot a_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction y

$$k_{1y} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1y} = \min [2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1y} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$a_{by} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad a_{by} = \min [e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$a_{by} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd2y} = 12960,00 \text{ [daN]} \text{ Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd2y} = k_{1y} \cdot a_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Etat limite : ultime

cisaillement des boulons

$F_{Ed} =$	-2303,55 [daN]	Effort tranchant dans le boulon	$F_{Ed} = N_{Ed, pfl} / n_b$
$b_{Lf} =$	1,00	Coefficient réducteur pour les assemblages longs	$b_{Lf} = \max(0,75, \min(1; 1 - (L - 15 \cdot d) / (200 \cdot d)))$
$F_{Rd} =$	3360,00 [daN]	Résistance résultante de calcul du boulon	$F_{Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd1}; F_{b,Rd2})$
$ F_{Ed} \leq b_{Lf} \cdot F_{Rd}$		$ -2303,55 < 3360,00$	vérifié (0,69)

• **Vérification de la section pour le cisaillement de bloc - [3.10]**

Poutre

Nr	Modèle	A_{nv} [cm2]	A_{nt} [cm2]	V_0 [daN]	$V_{eff,Rd}$ [daN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		28,20	10,39	6268,00 (*1)	53218,28 (*)	0,12	vérifié
2		10,39	63,38	1396,57 (*2)	196636,73 (**)	0,01	vérifié
3		10,39	63,38	1396,57 (*2)	196636,73 (**)	0,01	vérifié
4		20,77	19,18	1396,57 (*2)	83412,49 (**)	0,02	vérifié
5		14,67	5,62	10261,65 (*3)	72192,82 (***)	0,14	vérifié

(*1) $V_0 = V_{zEd1}$

(*2) $V_0 = N_{wEd}$

(*3) $V_0 = N_{tuEd}$

(*) $V_{effRd} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

(**) $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

(***) $V_{effRd} = 2 \cdot [f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}]$

Éclisse d'âme

Nr	Modèle	A_{nv} [cm2]	A_{nt} [cm2]	V_0 [daN]	$V_{eff,Rd}$ [daN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		25,50	11,05	3134,00 (*1)	50509,71 (*)	0,06	vérifié
2		11,05	25,50	698,29 (*2)	88432,34 (**)	0,01	vérifié
3		11,05	25,50	698,29 (*2)	88432,34 (**)	0,01	vérifié
4		22,10	20,40	698,29 (*2)	88736,69 (**)	0,01	vérifié

(*1) $V_0 = V_{zEd1}$

(*2) $V_0 = N_{wEd}$

(*) $V_{effRd} = 0,5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

(**) $V_{effRd} = f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

Platine externe supérieure

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [daN]	$V_{eff,Rd}$ [daN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		21,82	18,07	9947,52 (*1)	81667,57 (**)	0,12	vérifié
2		43,65	13,05	9947,52 (*1)	96807,15 (**)	0,10	vérifié

(*1) $V_0 = N_{fueEd}$

(**) $V_{effRd} = f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

• **Vérification des sections affaiblies par les trous - [5.4]**

Poutre

$A_t = 50,82$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 43,64$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0,77 < 0,82$$

$W = 1499,68$ [cm³] Facteur élastique de la section

$W_{net} = 1499,68$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 35242,58$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |5549,00| < 35242,58 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

$A_v = 42,30$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = h_p * t_p$

$A_{v,net} = 37,22$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$

$V_{pl,Rd} = 57391,50$ [daN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$

$$|V_0| \leq V_{pl,Rd} \quad |6268,00| < 57391,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

Éclisse d'âme

$A_t = 18,83$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 17,03$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0}) \quad 0,81 < 0,82$$

$W = 216,00$ [cm³] Facteur élastique de la section

$W_{net} = 208,12$ [cm³] Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 4890,76$ [daN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion $M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |904,70| < 4890,76 \quad \text{vérifié} \quad (0,18)$$

$A_v = 36,00$ [cm²] Aire de la section efficace en cisaillement $A_v = h_p * t_p$

$A_{v,net} = 30,60$ [cm²] Aire de la section efficace nette en cisaillement $A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$

$V_{pl,Rd} = 48843,83$ [daN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement $V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$

$$|V_0| \leq V_{pl,Rd} \quad |3134,00| < 48843,83 \quad \text{vérifié} \quad (0,06)$$

Platine externe supérieure

$A =$	27,00 [cm ²] Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} =$	23,10 [cm ²] Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_o * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} =$	63450,00 [daN] Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} =$	59875,20 [daN] Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} =$	9947,52 [daN]	$F_{Ed} = N_{Ed,pfue}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ 9947,52 < 59875,20$	vérifié (0,17)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 9947,52 < 63450,00$	vérifié (0,16)

Platine externe inférieure

$A =$	27,00 [cm ²] Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} =$	23,10 [cm ²] Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_o * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} =$	63450,00 [daN] Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} =$	59875,20 [daN] Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} =$	-8900,09 [daN]	$F_{Ed} = N_{Ed,pfi}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -8900,09 < 59875,20$	vérifié (0,15)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -8900,09 < 63450,00$	vérifié (0,14)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme **Ratio 0,76**

V.5.5 Assemblage sablière – poteau (par logiciel Advance version 2016)

V.5.5.1 Type 1 (IPE 220 - HEA 300)

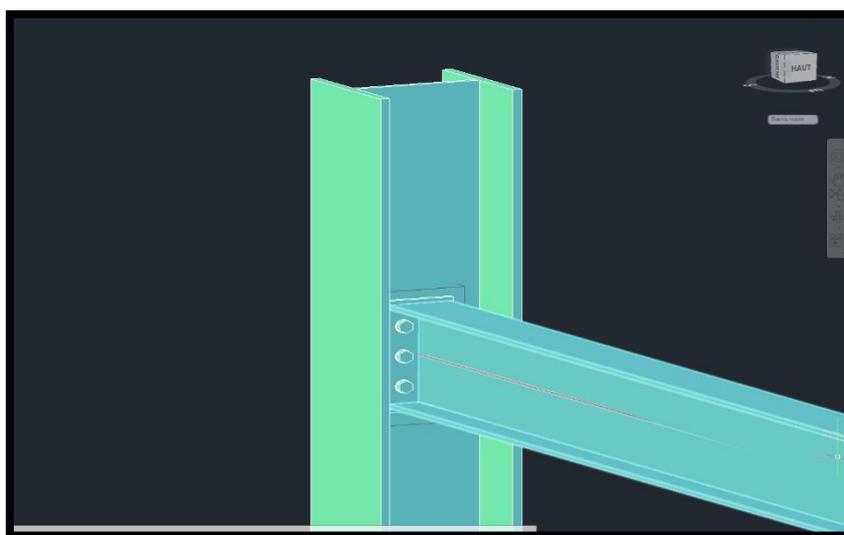
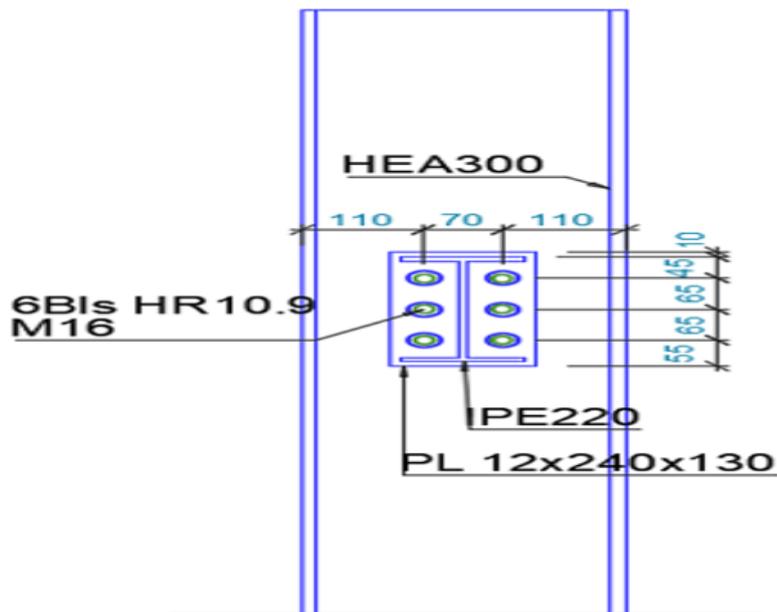


Figure V. 12 : Vue en 3D d’assemblage sablière poteau type 1



• **Platine d'extrémité Description**

Le calcul pour l'encastrement est correct seulement lors de l'assemblage d'une poutre sur un poteau. Pour le calcul d'un assemblage similaire mais entre deux poutres, veuillez utiliser l'assemblage "Platine un seul côté".

Détail de Connexion

Éléments assemblés

Élément	Profils	Hauteur	Largeur	Épaisseur de l'âme	Épaisseur aile	Rayon d'arrondi	Matériau	ID
Élément principal	HEA300	290mm	300mm	8.5mm	14mm	27mm	S235JR	3322
Profil secondaire	IPE220	220mm	110mm	5.9mm	9.2mm	12mm	S235JR	3323

• **Efforts de calcul**

Nom de cas	M	N	V
Simple Max Torsor	27kNm	0.3kN	25.2kN

• **Épaisseur des soudures**

Nom soudure	Épaisseur
Poutre secondaire - Plat d'aile	4mm
Poutre secondaire - Plat d'âme	4mm

- **Propriétés de boulon**

Connecté	Norme	Diamètre	Nbre de boulons	Classe	Composition	Diamètre trou	Aire/Surface
Column - End plate	NF E 27-701	16mm	6	HR10.9	Mu2S	2mm	0m ²

- **Vérification de boulon**

Conditions

Distance min/max du bord boulon (dans la direction de la charge)

$$1.2 * d_0 \leq e_1 \leq (4 * t + 40\text{mm})$$

$$21.6\text{mm} \leq 55\text{mm} \leq 74\text{mm}$$

OK

Distance min/max du bord boulon (perpendiculaire à la direction de la charge)

$$1.2 * d_0 \leq e_2 \leq (4 * t + 40\text{mm})$$

$$21.6\text{mm} \leq 30\text{mm} \leq 74\text{mm}$$

OK

Espacement min/max entre boulons (dans la direction de la charge)

$$2.2 * d_0 \leq p_1 \leq \min(14 * t; 200\text{mm})$$

$$39.6\text{mm} \leq 65\text{mm} \leq 119\text{mm}$$

OK

- **Vérification du cisaillement des boulons**

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$$

$$V_{Ed} / (n_{Obj} * n) \leq n_s * \alpha_v * f_{ub} * A_s / \gamma_{Mb}$$

$$25.2\text{kN} / (1 * 6) \leq 1 * 0.5 * 1000\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / 1.25$$

$$4.2\text{kN} \leq 62.8\text{kN}$$

$$6.69 \%$$

OK

- **Vérification de l'écrasement des boulons**

Écrasement des boulons de platine

$$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{v,Ed} \leq 1 * k_1 * \alpha_b * f_u * d * \Sigma(t_i) / \gamma_{Mb}$$

$$4.2\text{kN} \leq 1 * 2.5 * 0.95 * 360\text{N/mm}^2 * 16\text{mm} * 12\text{mm} / 1.25$$

$$4.2\text{kN} \leq 131.8\text{kN}$$

3.19 %

OK

Écrasement des boulons de poutre principale

$$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{v,Ed} \leq 1 * k_1 * \alpha_b * f_u * d * \Sigma(t_i) / \gamma_{Mb}$$

$$4.2\text{kN} \leq 1 * 2.5 * 0.95 * 360\text{N/mm}^2 * 16\text{mm} * 8.5\text{mm} / 1.25$$

$$4.2\text{kN} \leq 93.4\text{kN}$$

4.5 %

OK

- **Vérification de la traction dans le boulon**

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$$

$$M_{Ed} * h_1 / (n_v * \Sigma(h_r^2)) + N_{Ed} / (n_{Obj} * n) \leq k_2 * f_{ub} * A_s / \gamma_{Mb}$$

$$27\text{kNm} * 170.4\text{mm} / (2 * 0.04\text{m}^2) + 0.3\text{kN} / (1 * 6) \leq 0.9 * 1000\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / 1.25$$

$$55.1\text{kN} \leq 113\text{kN}$$

48.76 %

OK

- **Résistance du boulon au poinçonnement**

$$F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$$

$$F_{t,Ed} \leq 0.6 * \pi * d_m * t_p * f_u / \gamma_{Mb}$$

$$55.1\text{kN} \leq 0.6 * 3.14 * 29.6\text{mm} * 8.5\text{mm} * 360\text{N/mm}^2 / 1.25$$

$$55.1\text{kN} \leq 136.4\text{kN}$$

40.41 %

OK

- **Vérification du cisaillement et traction dans les boulons**

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1$$

$$4.2\text{kN} / 62.8\text{kN} + 55.1\text{kN} / (1.4 * 113\text{kN}) \leq 1$$

$$0.42 \leq 1$$

OK

- **Vérification du plat en cisaillement**

Vérification de rupture élastique en cisaillement

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{Ed} \leq n_{Obj} * f_y * A_v / (\gamma_{M0} * \text{SQRT}(3))$$

$$25.2\text{kN} \leq 1 * 235\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / (1 * 1.73)$$

$$25.2\text{kN} \leq 390.8\text{kN}$$

6.45 %

OK

- **Vérification résistance ultime en cisaillement**

$$V_{Ed} \leq V_{u,Rd}$$

$$V_{Ed} \leq n_{Obj} * 0.9 * f_u * A_{v,Net} / (\gamma_{M2} * \text{SQRT}(3))$$

$$25.2\text{kN} \leq 1 * 0.9 * 360\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / (1.25 * 1.73)$$

$$25.2\text{kN} \leq 334\text{kN}$$

7.54 %

OK

- **Vérification du déchirement du bloc**

$$V_{Ed} \leq V_{eff,1,Rd}$$

$$V_{Ed} \leq n_{Obj} * (f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + f_y * A_{nv} / (\gamma_{M0} * \text{SQRT}(3)))$$

$$25.2\text{kN} \leq 1 * (360\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / 1.25 + 235\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / (1 * 1.73))$$

$$25.2\text{kN} \leq 601\text{kN}$$

4.19 %

OK

- **Vérification du cisaillement de la poutre secondaire**

Vérification de rupture élastique en cisaillement

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{Ed} \leq n_{Obj} * f_y * A_v / (\gamma_{M0} * \text{SQRT}(3))$$

$$25.2\text{kN} \leq 1 * 235\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / (1 * 1.73)$$

$$25.2\text{kN} \leq 176.1\text{kN}$$

14.31 %

OK

- **Vérification de la soudure**

Aile Poutre Secondaire - Plat

▪ **Épaisseur minimum de soudure**

$$3 \text{ mm} \leq a$$

$$3 \text{ mm} \leq 4 \text{ mm}$$

OK▪ **Longueur minimale de soudure**

$$\max(30 \text{ mm} ; 6 * a) \leq l_{\text{eff}}$$

$$30 \text{ mm} \leq 32 \text{ mm}$$

OK• **Vérification de la soudure**

$$F_{w,Ed,Res} \leq F_{w,Rd}$$

$$M_{Ed} / h_f + N_{Ed} / 2 \leq n_{Obj} * n_w * f_{vw,d} * a * l_{\text{eff}}$$

$$27 \text{ kNm} / 210.8 \text{ mm} + 0.3 \text{ kN} / 2 \leq 1 * 1 * 207.8 \text{ N/mm}^2 * 4 \text{ mm} * 166.1 \text{ mm}$$

$$128.2 \text{ kN} \leq 138.1 \text{ kN}$$

$$92.86 \%$$

OK

Âme Poutre Secondaire - Plat

▪ **Épaisseur minimum de soudure**

$$3 \text{ mm} \leq a$$

$$3 \text{ mm} \leq 4 \text{ mm}$$

OK▪ **Longueur minimale de soudure**

$$\max(30 \text{ mm} ; 6 * a) \leq l_{\text{eff}}$$

$$30 \text{ mm} \leq 169.6 \text{ mm}$$

OK• **Vérification de la soudure**

$$F_{w,Ed,Res} \leq F_{w,Rd}$$

$$V_{Ed} \leq n_{Obj} * n_w * f_{vw,d} * a * l_{\text{eff}}$$

$$25.2 \text{ kN} \leq 1 * 2 * 207.8 \text{ N/mm}^2 * 4 \text{ mm} * 169.6 \text{ mm}$$

$$25.2 \text{ kN} \leq 282 \text{ kN}$$

$$8.94 \%$$

OK

▪ Conclusion

L'assemblage est correctement calculé pour résister aux efforts appliqués.

V.5.5.2 Type 2 (HEA 140 – HEA 300)

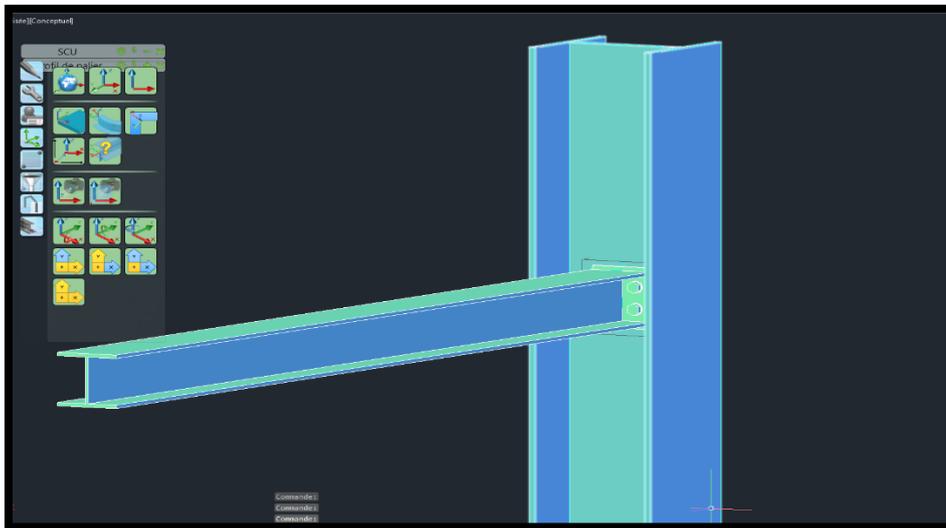
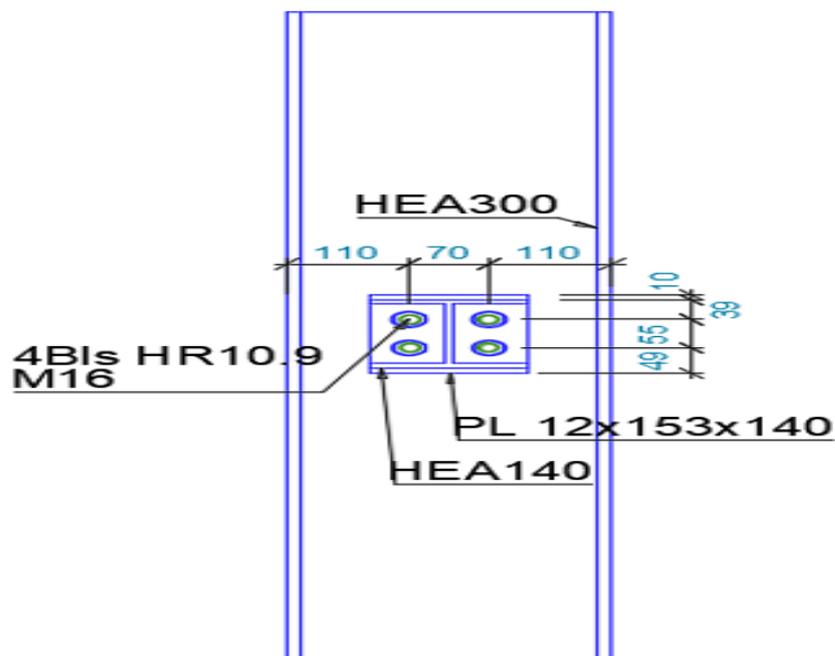


Figure V. 13 : Vue en 3D d'assemblage sablière poteau type 2



• Platine d'extrémité Description

Le calcul pour l'encastrement est correct seulement lors de l'assemblage d'une poutre sur un poteau. Pour le calcul d'un assemblage similaire mais entre deux poutres, veuillez utiliser l'assemblage "Platine un seul côté".

Détail de Connexion

- Éléments assemblés

Élément	Profils	Hauteur	Largeur	Épaisseur de l'âme	Épaisseur aile	Rayon d'arrondi	Matériau	ID
Élément principal	HEA300	290mm	300mm	8.5mm	14mm	27mm	S235JR	3324
Profil secondaire	HEA140	133mm	140mm	5.5mm	8.5mm	12mm	S235JR	3325

- Efforts de calcul

Nom de cas	M	N	V
Simple Max Torsor	9.1kNm	1.2kN	7kN

- Épaisseur des soudures

Nom soudure	Épaisseur
Poutre secondaire - Plat d'aile	4mm
Poutre secondaire - Plat d'âme	4mm

- Propriétés de boulon

Connecté	Norme	Diamètre	Nbre de boulons	Classe	Composition	Diamètre trou	Aire/Surface
Column - End plate	NF E 27-701	16mm	4	HR10.9	Mu2S	2mm	0m ²

- Vérification de boulon

Conditions

Distance min/max du bord boulon (dans la direction de la charge)

$$1.2 * d_0 \leq e_1 \leq (4 * t + 40\text{mm})$$

$$21.6\text{mm} \leq 49\text{mm} \leq 74\text{mm}$$

OK**Distance min/max du bord boulon (perpendiculaire à la direction de la charge)**

$$1.2 * d_0 \leq e_2 \leq (4 * t + 40\text{mm})$$

$$21.6\text{mm} \leq 35\text{mm} \leq 74\text{mm}$$

OK**Espacement min/max entre boulons (dans la direction de la charge)**

$$2.2 * d_0 \leq p_1 \leq \min(14 * t; 200\text{mm})$$

$$39.6\text{mm} \leq 55\text{mm} \leq 119\text{mm}$$

OK

- **Vérification du cisaillement des boulons**

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$$

$$V_{Ed} / (n_{Obj} * n) \leq n_s * \alpha_v * f_{ub} * A_s / \gamma_{Mb}$$

$$7\text{kN} / (1 * 4) \leq 1 * 0.5 * 1000\text{N}/\text{mm}^2 * 0\text{m}^2 / 1.25$$

$$1.8\text{kN} \leq 62.8\text{kN}$$

$$2.79 \%$$

OK

- **Vérification de l'écrasement des boulons**

Écrasement des boulons de platine

$$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{v,Ed} \leq 1 * k_1 * \alpha_b * f_u * d * \Sigma(t_i) / \gamma_{Mb}$$

$$1.8\text{kN} \leq 1 * 2.5 * 0.77 * 360\text{N}/\text{mm}^2 * 16\text{mm} * 12\text{mm} / 1.25$$

$$1.8\text{kN} \leq 106.2\text{kN}$$

$$1.65 \%$$

OK**Écrasement des boulons de poutre principale**

$$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{v,Ed} \leq 1 * k_1 * \alpha_b * f_u * d * \Sigma(t_i) / \gamma_{Mb}$$

$$1.8\text{kN} \leq 1 * 2.5 * 0.77 * 360\text{N}/\text{mm}^2 * 16\text{mm} * 8.5\text{mm} / 1.25$$

$$1.8\text{kN} \leq 75.3\text{kN}$$

$$2.33 \%$$

OK

- **Vérification de la traction dans le boulon**

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$$

$$M_{Ed} * h_1 / (n_v * \Sigma(h_r^2)) + N_{Ed} / (n_{Obj} * n) \leq k_2 * f_{ub} * A_s / \gamma_{Mb}$$

$$9.1\text{kNm} * 89.8\text{mm} / (2 * 0.01\text{m}^2) + 1.2\text{kN} / (1 * 4) \leq 0.9 * 1000\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / 1.25$$

$$44.4\text{kN} \leq 113\text{kN}$$

$$39.27 \%$$

OK

- **Résistance du boulon au poinçonnement**

$$F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$$

$$F_{t,Ed} \leq 0.6 * \pi * d_m * t_p * f_u / \gamma_{Mb}$$

$$44.4\text{kN} \leq 0.6 * 3.14 * 29.6\text{mm} * 8.5\text{mm} * 360\text{N/mm}^2 / 1.25$$

$$44.4\text{kN} \leq 136.4\text{kN}$$

$$32.54 \%$$

OK

- **Vérification du cisaillement et traction dans les boulons**

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1$$

$$1.8\text{kN} / 62.8\text{kN} + 44.4\text{kN} / (1.4 * 113\text{kN}) \leq 1$$

$$0.31 \leq 1$$

OK

- **Vérification du plat en cisaillement**

Vérification de rupture élastique en cisaillement

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{Ed} \leq n_{Obj} * f_y * A_v / (\gamma_{M0} * \text{SQRT}(3))$$

$$7\text{kN} \leq 1 * 235\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / (1 * 1.73)$$

$$7\text{kN} \leq 249.1\text{kN}$$

$$2.81 \%$$

OK

- **Vérification résistance ultime en cisaillement**

$$V_{Ed} \leq V_{u,Rd}$$

$$V_{Ed} \leq n_{Obj} * 0.9 * f_u * A_{v,Net} / (\gamma_{M2} * \text{SQRT}(3))$$

$$7\text{kN} \leq 1 * 0.9 * 360\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / (1.25 * 1.73)$$

$$7\text{kN} \leq 210.1\text{kN}$$

$$3.33 \%$$

OK

- **Vérification du déchirement du bloc**

$$V_{Ed} \leq V_{\text{eff},1,Rd}$$

$$V_{Ed} \leq n_{\text{Obj}} * (f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + f_y * A_{nv} / (\gamma_{M0} * \text{SQRT}(3)))$$

$$7\text{kN} \leq 1 * (360\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / 1.25 + 235\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / (1 * 1.73))$$

$$7\text{kN} \leq 430.4\text{kN}$$

$$1.63 \%$$

OK

- **Vérification du cisaillement de la poutre secondaire**

Vérification de rupture élastique en cisaillement

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$$

$$V_{Ed} \leq n_{\text{Obj}} * f_y * A_v / (\gamma_{M0} * \text{SQRT}(3))$$

$$7\text{kN} \leq 1 * 235\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / (1 * 1.73)$$

$$7\text{kN} \leq 99.2\text{kN}$$

$$7.05 \%$$

OK

- **Vérification de la soudure**

Aile Poutre Secondaire - Plat

- **Épaisseur minimum de soudure**

$$3 \text{ mm} \leq a$$

$$3\text{mm} \leq 4\text{mm}$$

OK

- **Longueur minimale de soudure**

$$\max(30\text{mm}; 6 * a) \leq l_{\text{eff}}$$

$$30\text{mm} \leq 47.3\text{mm}$$

OK

- **Vérification de la soudure**

$$F_{w,Ed,Res} \leq F_{w,Rd}$$

$$M_{Ed} / h_f + N_{Ed} / 2 \leq n_{Obj} * n_w * f_{vw,d} * a * l_{eff}$$

$$9.1\text{kNm} / 124.5\text{mm} + 1.2\text{kN} / 2 \leq 1 * 1 * 207.8\text{N/mm}^2 * 4\text{mm} * 226.5\text{mm}$$

$$73.7\text{kN} \leq 188.3\text{kN}$$

$$39.13 \%$$

OK

Âme Poutre Secondaire - Plat

▪ **Épaisseur minimum de soudure**

$$3 \text{ mm} \leq a$$

$$3\text{mm} \leq 4\text{mm}$$

OK

▪ **Longueur minimale de soudure**

$$\max(30\text{mm} ; 6 * a) \leq l_{eff}$$

$$30\text{mm} \leq 84\text{mm}$$

OK

• **Vérification de la soudure**

$$F_{w,Ed,Res} \leq F_{w,Rd}$$

$$V_{Ed} \leq n_{Obj} * n_w * f_{vw,d} * a * l_{eff}$$

$$7\text{kN} \leq 1 * 2 * 207.8\text{N/mm}^2 * 4\text{mm} * 84\text{mm}$$

$$7\text{kN} \leq 139.7\text{kN}$$

$$5.01 \%$$

OK

♦ **Conclusion**

L'assemblage est correctement calculé pour résister aux efforts appliqués.

V.6 Conclusion

Ce chapitre a été consacré au dimensionnement et vérification des assemblages des différents éléments. Ces assemblages ont concerné les éléments suivants : poteau-traverse, traverse-traverse, sablière-poteau et pieds de poteaux encastrés. Ces assemblages ont combiné les assemblages soudés et boulonnés.

Chapitre VI

Calcul des fondations

VI.1 Introduction

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa fonction, repose toujours sur un sol d'assise. Les éléments qui assurent la liaison entre l'ouvrage font partie de l'infrastructure (fondations, longrines).

Les fondations constituent la partie de l'ouvrage en contact direct avec le sol, transmettant les charges de la superstructure. Elles représentent ainsi un élément fondamental, car la stabilité et la durabilité de l'ouvrage dépendent de la qualité de leur conception et de leur réalisation.

On peut retrouver deux types de fondation qui sont :

- Fondation superficielle : semelles posées directement sur le sol qui inclut :

*Semelle isolées sous poteaux.

*Semelles filantes continues sous murs.

*Semelles filantes sous plusieurs poteaux.

*Radiers généraux ou nervurés.

- Fondation profonde et semi profonde « semelles sur pieux ou puits posées indirecte sur le sol ».

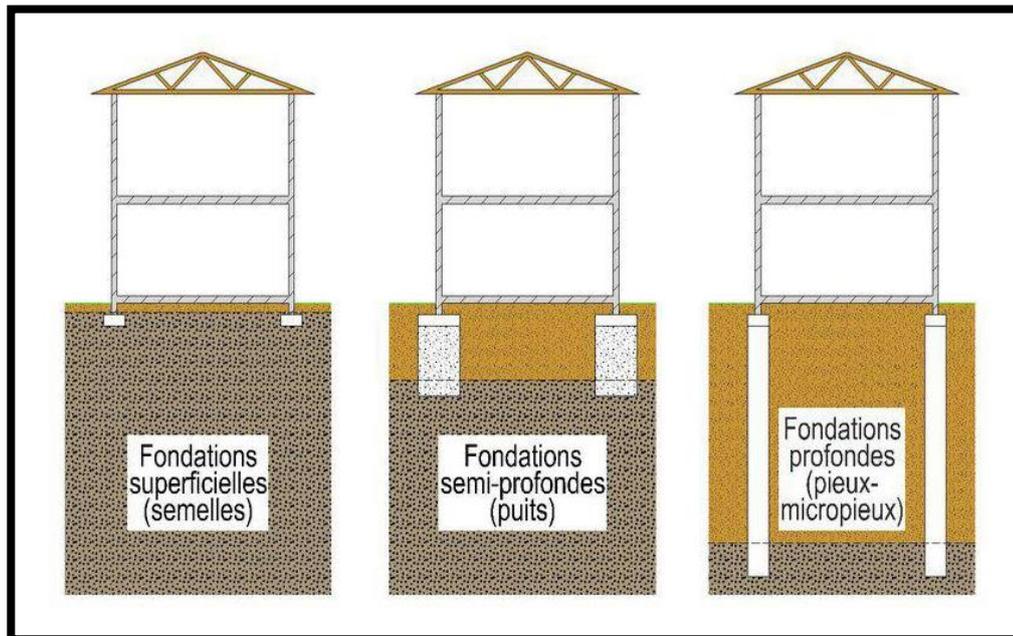


Figure VI. 1 : Descriptions des types de fondations (net, 13)

VI.1.1 Choix du type de fondation

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectué que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ses charges.
- Les caractéristiques du sol (pour notre cas la contrainte admissible du sol est prise égale à 0.2 MPa).

VI.2 Dimensionnement de la semelle

Pour notre structure, on a prévu des semelles isolées sous poteaux HEA 300 avec une contrainte admissible de sol égale à 0.2 MPa.

Le dimensionnement des fondations se fait à L'ELS. Et le ferrailage à L'ELU.

Tableau VI. 1 : Valeurs des efforts extrêmes dans les poteaux à ELU et ELS.

	ELU (1.35G +1.5Q)	ELS (G + Q)
Effort normal (daN)	41868.40	29961.51
Moment correspondant (daN.m)	2877.27	2131.36

Soit (a, b) les dimensions de la plaque d'assise et (A, B) les dimensions de la semelle. On doit s'assurer que le chargement extérieur (en plus du poids de la semelle) n'induit la rupture du sol. Cette condition s'écrit :

$$\frac{P + P_{semelle}}{\text{surface de semelle}} = \frac{P + P_{semelle}}{(A \times B)} \leq \sigma_{sol}$$

Les dimensions de la plaque choisit sont : a = 58 cm ; b = 55 cm

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \longrightarrow A = \frac{58}{55} \times B$$

On admettra dans un premier temps, que le poids de la semelle est négligé.

$$\frac{P_{ser}}{\frac{58}{55} \times B^2} = \frac{29961.51 \times 10}{\frac{580}{550} \times B^2} \leq \sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa} \longrightarrow B \geq 1192 \text{ mm} = 119.2 \text{ cm}$$

On adopte : **B = 150 cm**

$$A = \frac{58}{55} \times B = \frac{58}{55} \times 150 \longrightarrow \text{on adopte: } \mathbf{A = 180 \text{ cm}}$$

La hauteur de la semelle sera déduite de la condition de rigidité qui s'écrit :

$$H \geq \max \left[\left(\frac{A-a}{4} ; \frac{B-b}{4} \right) + c \right] \longrightarrow H \geq \max \left[\left(\frac{180-58}{4} ; \frac{150-55}{4} \right) + 5 \right]$$

$$H \geq \max [35.5 ; 28.75] \longrightarrow \text{on prend : } \mathbf{H = 40 \text{ cm}}$$

VI.3 Vérification de la contrainte réelle dans le sol

Largeur B = 150 cm

Longueur A = 180 cm

Hauteur H = 40 cm

On applique la méthode des bielles, on trouve :

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{2877.27 \times 10}{41868.40 \times 10} = 0.068 \text{ m} \longrightarrow e = 0.07 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{150}{6} = 25 \text{ cm} = 0.25 \text{ m} \quad \text{donc : } e = 0.07 \text{ m} < \frac{B}{6} = 0.25 \text{ m}$$

Donc le diagramme des contraintes du sol est trapézoïdal.

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e}{B} \right) = \frac{418684.0}{1800 \times 1500} \left(1 + \frac{6 \times 70}{1500} \right) = 0.20 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e}{B} \right) = \frac{418684.0}{1800 \times 1500} \left(1 - \frac{6 \times 70}{1500} \right) = 0.11 \text{ MPa.}$$

On doit vérifier que : $\sigma < \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma = \frac{3\sigma_m + \sigma_M}{4} = 0.1325 \text{ MPa.}$$

$$\sigma = 0.1325 \text{ MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa} \quad \text{(condition vérifiée)}$$

VI.4 Calcul des armatures

Sens B :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 0.07 \text{ m} \leq \frac{b}{6} = 0.09 \text{ m} \\ e = 0.07 \text{ m} \leq \frac{B}{24} = 0.07 \text{ m} \end{array} \right.$$

On doit calculer les armatures pour équilibrer le moment M_1 situé à $0.35.b$ de l'axe du poteau

$$M_1 = A \left(\frac{B}{2} - 0.35b \right)^2 \times \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_m}{6} \right)$$

$$\text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{4.2 \times e \times b}{B^2} \right) = \frac{418684.0}{1500 \times 1800} \left(1 + \frac{4.2 \times 0.07 \times 10^3 \times 550}{1500^2} \right) \longrightarrow \sigma_1 = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } M_1 = 1.8 \left(\frac{1.5}{2} - 0.35 \times 0.55 \right)^2 \times \left(\frac{0.17 + 2 \times 0.11}{6} \right) \longrightarrow M_1 = 0.036 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_1}{f_{bu} \times B \times d a^2} \quad \text{Avec : } da \geq \frac{A-a}{4} = \frac{1.80 - 0.58}{4} = 0.30 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.036}{18.5 \times 1.5 \times 0.30^2} = 0.014$$

$$\mu_{bu} = 0.014 < \mu_1 = 0.358 \quad (\text{tableau : FeE500 et combinaisons accidentelles}).$$

Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.014}) = 0.018$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = (1 - 0.4 \times 0.018) = 0.99$$

▪ Calcul de la section d'armature A_u :

$$A_u = \frac{M_1}{\beta \times da \times \frac{f_e}{\gamma}} = \frac{0.036}{0.99 \times 0.30 \times \frac{500}{1}} \longrightarrow A_u = 2.42 \text{ cm}^2$$

D'après DTU on a : $A_{min} = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$\text{Donc : } 3 \times 1.5 = 4.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8 HA10 = 6.28 cm²

$$S_t = \frac{150 - 10}{7} \longrightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Longueur des barres :

$$L_s = \varnothing \frac{f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times (0.06 \times 25 + 0.6) = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = 10 \times \frac{500}{4 \times 2.83} = 44.2 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{B}{8} = 18.75 \text{ cm} < L_s = 44.2 \text{ cm} \\ \frac{B}{4} = 37.5 \text{ cm} < L_s = 44.2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle, et comporter des ancrages courbes.

Sens A :

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{2877.27 \times 10}{41868.40 \times 10} = 0.068 \text{ m} \longrightarrow e = 0.07 \text{ m}$$

$$\frac{A}{6} = \frac{1.80}{6} = 0.30 \text{ m} \quad \text{donc : } e = 0.07 \text{ m} < \frac{A}{6} = 0.30 \text{ m}$$

Donc le diagramme des contraintes du sol est trapézoïdal.

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e}{A}\right) = \frac{418684.0}{1800 \times 1500} \left(1 + \frac{6 \times 70}{1800}\right) = 0.19 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e}{A}\right) = \frac{418684.0}{1800 \times 1500} \left(1 - \frac{6 \times 70}{1800}\right) = 0.12 \text{ MPa.}$$

On doit vérifier que : $\sigma < \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma = \frac{3\sigma_m + \sigma_M}{4} = 0.1375 \text{ MPa.}$$

$$\sigma = 0.1375 \text{ MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.2 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 0.07 \text{ m} \leq \frac{a}{6} = 0.10 \text{ m} \\ e = 0.07 \text{ m} \leq \frac{A}{24} = 0.075 \text{ m} \end{array} \right.$$

On doit calculer les armatures pour équilibrer le moment M_1 situé à $0.35.b$ de l'axe du poteau

$$M_1 = B \left(\frac{A}{2} - 0.35\alpha \right)^2 \times \left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_m}{6} \right)$$

$$\text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{4.2 \times e \times a}{A^2} \right) = \frac{418684.0}{1800 \times 1500} \left(1 + \frac{4.2 \times 0.07 \times 10^3 \times 580}{1800^2} \right) \longrightarrow \sigma_1 = 0.16 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } M_1 = 1.5 \left(\frac{1.8}{2} - 0.35 \times 0.58 \right)^2 \times \left(\frac{0.16 + 2 \times 0.12}{6} \right) \longrightarrow M_1 = 0.049 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_1}{f_{bu} \times A \times da^2} \quad \text{Avec : } da \geq \frac{B-b}{4} = \frac{1.50-0.55}{4} = 0.24 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.049}{18.5 \times 1.8 \times 0.24^2} = 0.025$$

$$\mu_{bu} = 0.025 < \mu_1 = 0.358 \quad (\text{tableau : FeE500 et combinaisons accidentelles}).$$

Alors les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}) = 0.032$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = (1 - 0.4 \times 0.032) = 0.99$$

▪ **Calcul de la section d'armatures A_u :**

$$A_u = \frac{M_1}{\beta \times da \times \frac{f_e}{\gamma}} = \frac{0.049}{0.99 \times 0.24 \times \frac{500}{1}} \longrightarrow A_u = 4.12 \text{ cm}^2$$

D'après DTU on a : $A_{min} = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$\text{Donc : } 3 \times 1.8 = 5.4 \text{ cm}^2$$

On adopte : 10 HA12 = 11.31 cm²

$$S_t = \frac{180-10}{9} \longrightarrow S_t = 19 \text{ cm}$$

Longueur des barres :

$$L_s = \varnothing \frac{f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times (0.06 \times 25 + 0.6) = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = 12 \times \frac{500}{4 \times 2.83} = 53 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{8} = 22.5 \text{ cm} < L_s = 53 \text{ cm} \\ \frac{A}{4} = 45 \text{ cm} < L_s = 53 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle, et comporter des ancrages courbes.

❖ Schéma du ferrailage de la semelle

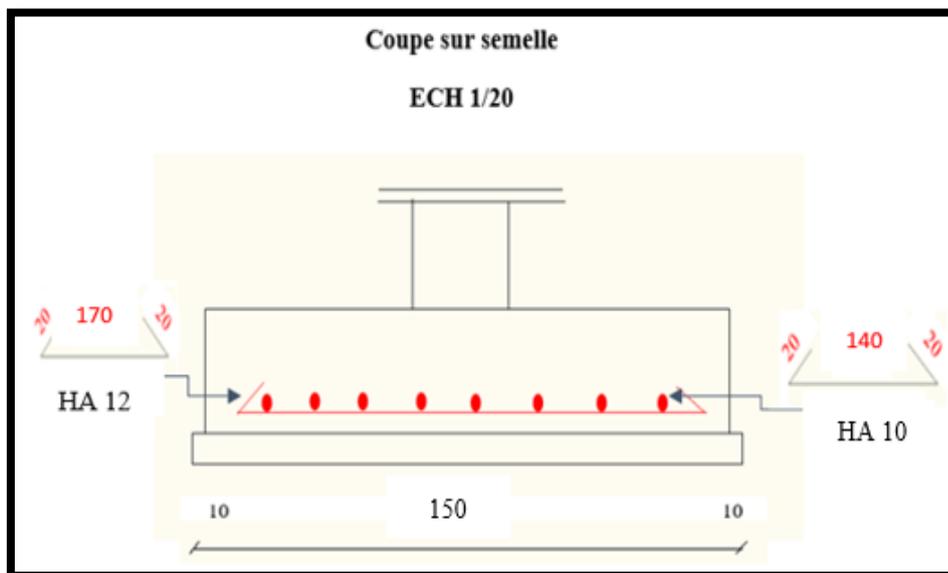


Figure VI. 2 : Coupe B-B de la semelle

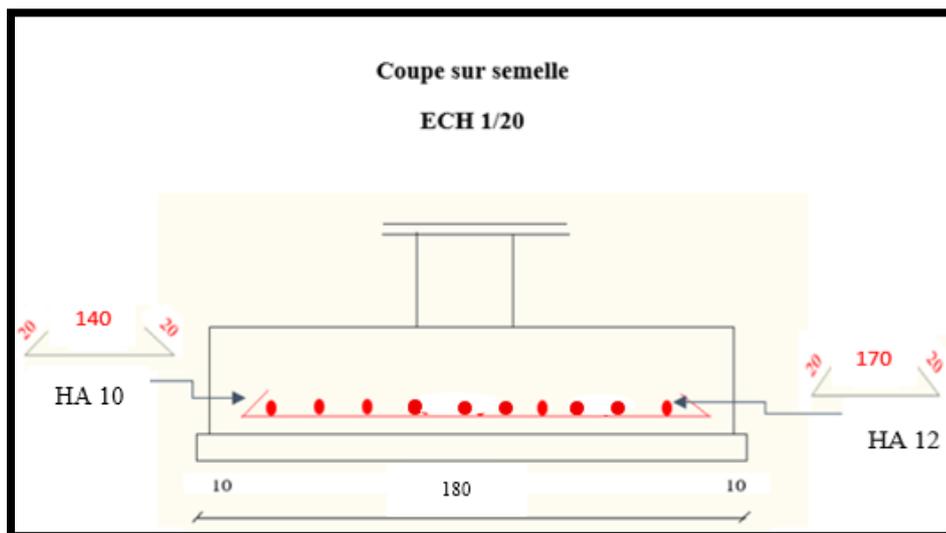


Figure VI. 3 : Coupe A-A de la semelle

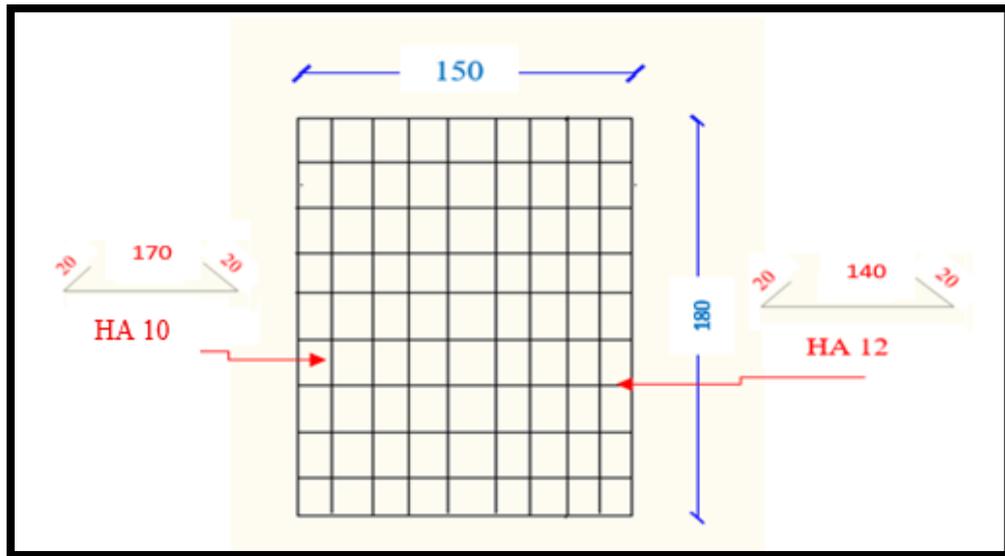


Figure VI. 4 : Vue en plan de la semelle

VI.5 Calcul des longrines

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et ont pour rôle de relier les semelles entre elles. Elles sont soumises à des forces axiales de traction.

▪ Pré-dimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA2024 sont :

- 25 cm × 30 cm : sites de catégorie S2 et S3
- 30 cm × 30 cm : sites de catégorie S4

Pour notre cas on optera pour des longrines de section : (30 × 35) cm²

▪ Ferrailage de longrine :

Les longrines ou le dispositif équivalent être calculés pour résister à une force axiale égale à :

$$F = \pm \alpha \times (A \times I \times S) \times N \geq 20 \text{ kN}$$

Avec:

F : force axiale.

N : valeur moyenne des charges verticales apportées par les points d'appui solidarisés en situation sismique.

α : coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. Il est donné par :

$$\alpha = \begin{cases} 0.3 & \text{pour S2} \\ 0.4 & \text{pour S3} \\ 0.6 & \text{pour S4} \end{cases}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A = 0.25 & \text{(tableau 3.2)} \\ S = 1.20 & \text{(type 1, tableau 3.3)} \\ I = 1 & \text{(tableau I.1)} \end{cases}$$

$$F = \pm 0.3 \times (0.25 \times 1 \times 1.20) \times 41868.40 = 3768.16 \text{ daN} = 37.68 \text{ kN} > 20 \text{ kN}$$

Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à ($\min(20\text{cm} ; 15\phi_l)$).

La section des armatures :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{3768}{34.8} \times 10^{-2} = 1.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6/100 \times A \times B = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$$

➔ Donc on ferraille avec A_{\min} .

Soit 6 HA12 réparties sur toute la section $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

▪ **Armatures transversales :**

Soit des cadres de diamètre 8 mm dont l'espacement est inférieur à :

$$S_t < \text{Min}(20 \text{ cm} ; 15 \times 0.8) = 12 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ Schéma du ferrailage des longrines

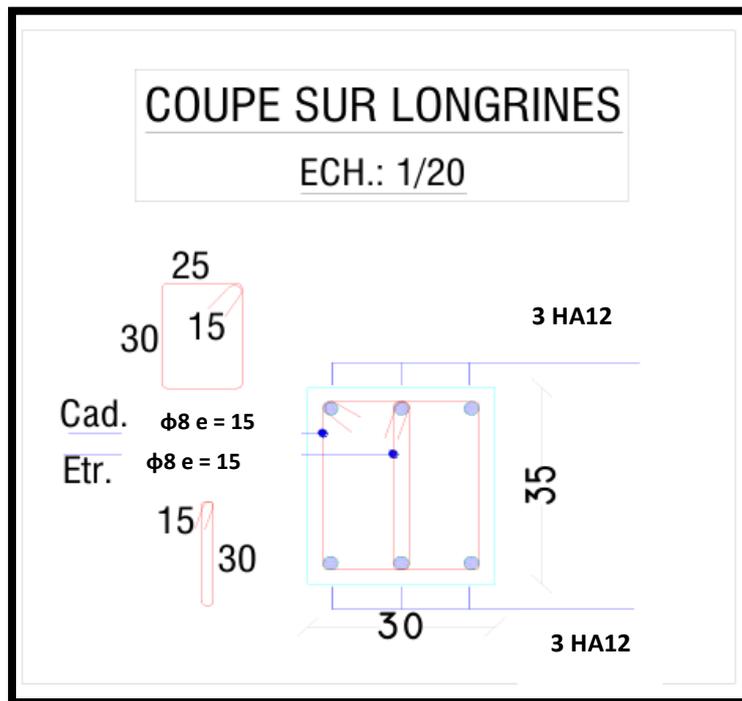


Figure VI. 5 : Schéma de ferrailage des longrines

VI.6 Conclusion

Le calcul des fondations constitue une étape essentielle dans la conception des ouvrages de génie civil. Ce chapitre a permis d'aborder les méthodes de dimensionnement et de calcul en fonction des caractéristiques du sol, des charges appliquées et des règles de sécurité «RPA 2024 » pour assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

Chapitre VII

Vérification à l'incendie

VII.1 Introduction

Pour les bâtiments à ossature métallique, la protection incendie est essentielle afin de répondre aux exigences réglementaires et de prévenir l'effondrement de la structure en cas d'incendie. Un large choix de systèmes de protection est disponible. Parmi les matériaux couramment utilisés, on retrouve le béton, la maçonnerie et les plaques de plâtre. D'autres matériaux spécifiques peuvent également être employés, tels que les produits projetés, les protections sèches sous forme de plaques ou de feutres, ainsi que les produits intumescents. Ces derniers forment, lorsqu'ils sont exposés à la chaleur, une mousse carbonée protectrice appelée "meringue". Certains matériaux sont aussi capables d'absorber la chaleur et de subir des transformations chimiques en situation d'incendie.

Donc, on peut appliquer la protection contre l'incendie sur les éléments de structure en acier sous différentes formes.

VII.2 Le feu

Le feu a toujours fait des ravages, il est de tous lieux et de toutes époques. L'histoire de l'humanité est jalonnée d'incendies terrifiants dont certains anéantissent des cités entières. La naissance et le développement de l'incendie sont corollaires de trois facteurs :

La présence d'une matière combustible (bois, papier, essence ...) ; Celle d'un comburant, en général l'oxygène de l'air ; Enfin, celle d'une source de chaleur (flamme, gaz chauds ...).



Figure VII. 1 : Triangle du feu (Slamani et Chougrani, 2023)

VII.3 Résistance et réaction au feu des éléments

Protéger la vie des hommes contre les risques d'incendie et de panique est une obligation de

toute première nécessité. En matière de matériaux et éléments de construction, les règlements sont fondés sur deux notions : la résistance au feu et la réaction au feu.

VII.3.1 Résistance au feu

La notion de résistance au feu fait intervenir le facteur temps durant lequel les éléments de construction peuvent jouer le rôle qui leur est dévolu malgré l'action de l'incendie conventionnel.

*1er critère : résistance mécanique (pour les éléments de structures supportant des charges) qui se caractérise par exemple pour les éléments fléchis par des flèches inférieures au 1/30 de la portée.

*2ème critère : Étanchéité aux flammes et aux gaz chauds ou inflammables et absence d'inflammation des gaz émis par l'élément sur la face non exposée.

*3ème critère : Isolation thermique proprement dite des éléments séparatifs (140°C en moyenne et 180°C en mesure ponctuelle).

La combinaison de ces différents critères permet d'obtenir les classements suivants :

- Stable au feu (SF) : lorsque le critère 1 est respecté (par exemple : SF 1h pour un poteau resté stable au moins pendant 1 heure).
- Pare-Flamme (PF) : Lorsque les critères 1 et 2 sont respectés (par exemple : PF 1/2 h pour une porte restée stable et étanche aux gaz chauds entre 30 et 45min).
- Coupe -Feu (CF) : lorsque les critères 1, 2 et 3 sont respectés (par exemple CF 2 h lorsqu'un plancher est resté stable, étanche aux gaz chaud et a présenté une température en face non exposée à l'incendie inférieure à 140°C pendant au moins 120 min).

VII.3.2 Réaction au feu

Les matériaux sont eux-mêmes classés en catégorie attestant de leur plus ou moins grande propension à servir plus ou moins rapidement d'aliment à un feu.

Les matériaux sont répartis en cinq catégories qui sont fonction de cette caractéristique, à savoir : *M0, M1, M2, M3, M4*.

Par exemple, les matériaux sont classés M0 lorsque simultanément :

- Ils satisfont aux conditions qui permettent leur classement dans la catégorie M1,
- Leur pouvoir calorifique est inférieur ou égal à 2,5 MJ/Kg.

Le pouvoir calorifique d'un matériau est la quantité de chaleur dégagée par la combustion complète d'une unité de masse de ce matériau.

VII.3.3 Résistance au feu des éléments en acier

VII.3.3.1 Variation avec la température des propriétés des aciers

Les transformations structurelles entraînent des modifications des propriétés mécaniques des aciers. L'augmentation de température a pour effet de diminuer la résistance au cisaillement, ce qui entraîne un accroissement de l'allongement de la striction à la rupture. Cependant, cette action, plutôt bénéfique et contrebalancée par un abaissement de *la résistance à la rupture et de la limite d'élasticité*. Pour les aciers doux de construction. La figure VII.2 et VII.3 donnent les variations avec la température de *la limite d'élasticité* et de *la résistance à la rupture* des aciers doux de construction.

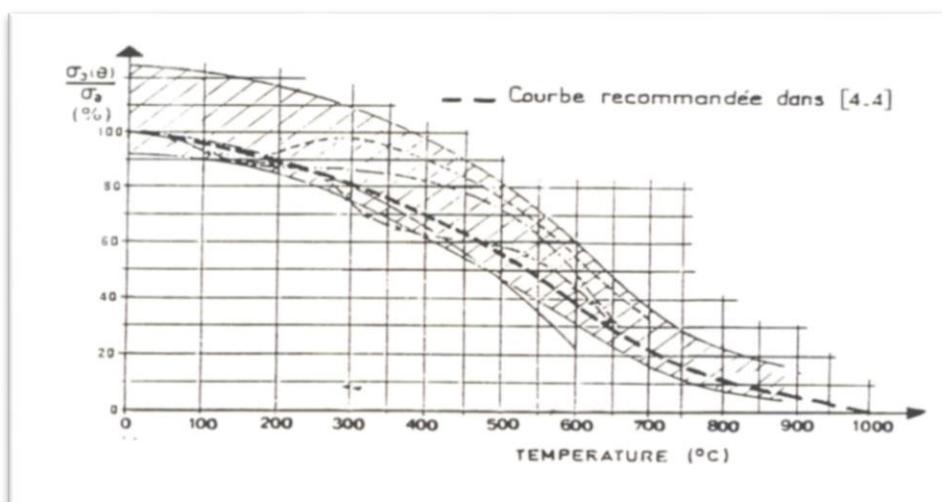


Figure VII. 2 : Variation relative avec la température de la limite d'élasticité

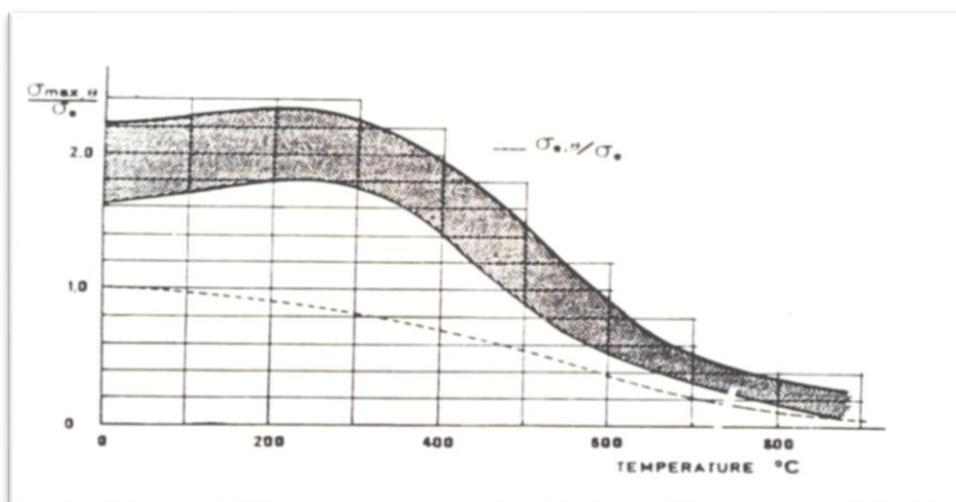


Figure VII. 3 : Variation relative avec la température de la résistance à la rupture des aciers de construction

VII.4 Protection des éléments métalliques contre le feu

Les structures en acier perdent leur capacité portante et se déforment fortement à des températures comprises entre 450 et 650 °C, ce qui provoque la flexion des poutres et colonnes. En raison de ces déformations, elles deviennent inutilisables. Non protégées, elles ne résistent au feu que pendant environ 15 minutes, une durée qui dépend de la vitesse d'absorption de la chaleur. Ainsi, la faible résistance au feu constitue un inconvénient majeur de l'acier, entraînant d'importantes pertes humaines et matérielles en cas d'incendie. Il est donc essentiel d'appliquer des mesures de protection incendie dans les bâtiments à structure en acier.

Pour remédier ce problème, ils existent plusieurs techniques pour la protection contre le feu parmi lesquelles.

VII.4.1 Protection par peinture intumescente

Il s'agit de peintures intumescentes, dont la particularité est de réagir à la chaleur. À froid, elles forment un film mince de 0,4 à 0,5 mm, mais lorsqu'elles sont exposées à des températures de 100 à 200 °C, elles gonflent pour devenir une mousse protectrice de 30 à 40 mm d'épaisseur, assurant ainsi une isolation thermique efficace des structures métalliques.

Appliquées à la brosse ou au pistolet, ces peintures exigent une mise en œuvre rigoureuse pour garantir une protection homogène. Leur principal avantage réside dans la préservation de l'esthétique de l'acier, tout en offrant une résistance au feu allant de 1 heure à 2 heures selon les formules utilisées.

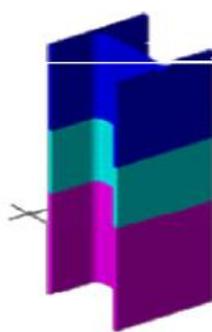


Figure VII. 4 : Système intumescent (Derghoum, Hambli, 2015)

VII.4.2 Protection par produits projetés

Les différents systèmes de protection comprennent les produits à base de vermiculite et de ciment ou de plâtre dans lesquels des composants chimiques absorbant la chaleur.

VII.4.3 Protection par plaques

Les structures en acier absorbent rapidement la chaleur, et lorsque leur masse est faible, elles perdent rapidement leurs propriétés mécaniques. À 470 °C, la limite élastique et le module d'élasticité peuvent diminuer d'environ 40 %. Pour y remédier, on utilise des protections en plaques de plâtre, telles que le « Placoplatre ». Leur mise en œuvre, à l'aide de plaques standards ou spécifiques, permet de ralentir la montée en température de l'acier et de garantir la stabilité au feu des structures métalliques.

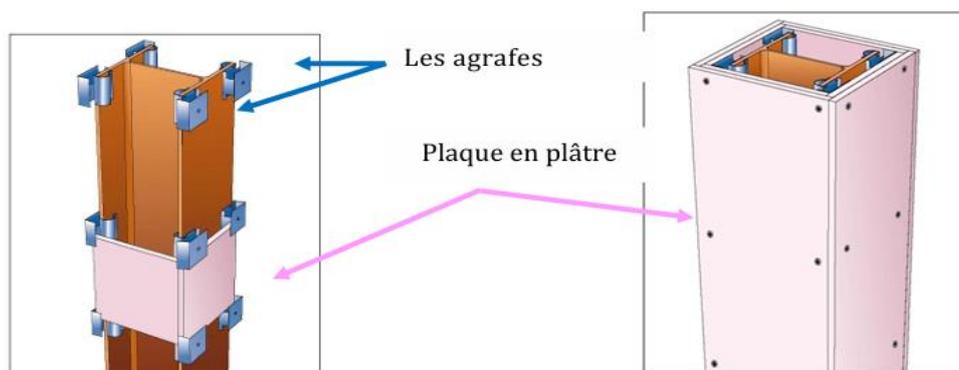


Figure VII. 5 : Protection projetée par plaque en plâtre (Abadna, Taslente, 2019)

Ces protections sont composées de plâtre, de vermiculite, de fibres minérales ou de matériaux silico-calcaires. Elles consistent à former un caisson autour de l'élément métallique. La fixation peut se faire par collage ou par des moyens mécaniques tels que des vis ou des agrafes. Une attention particulière doit être portée à l'étanchéité des joints afin d'éviter toute infiltration de gaz chauds.

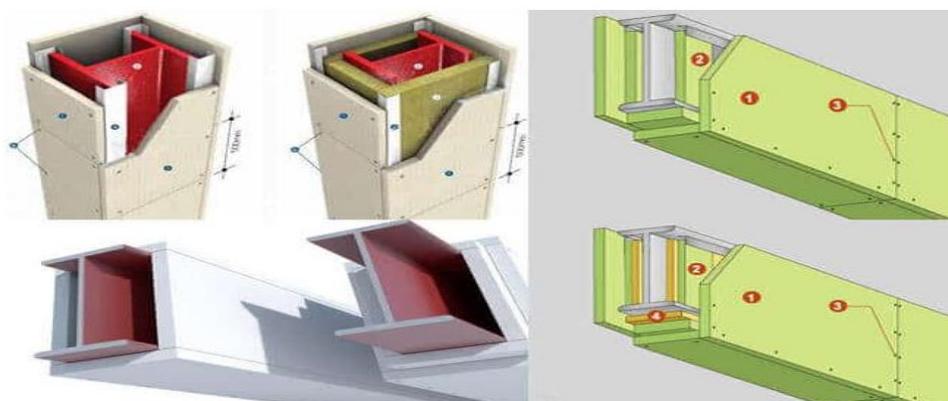


Figure VII. 6 : Protection en plaque (net, 14)

VII.5 Application

VII.5.1 Température de ruine

On considère une poutre isostatique, soit le cas d'une panne isostatique :

Tableau VII. 1 : Caractéristiques du profilé IPE140.

Profil	Poids	Sections	Caractéristiques						
	PP (daN/m)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	I _y (cm ⁴)	I _t (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{el,y} (cm ³)	t _w (mm)
IPE140	12.9	16.43	140	73	541.2	2.45	88.34	77.32	4.7

On a : $P = 203.58$ daN/m pour la panne la plus sollicitée.

Le moment maximal d'une poutre uniformément chargée se situe à mi-portée et vaut :

$$M = \frac{P \times l^2}{8} = \frac{203.58 \times 10 \times 6000^2}{8} \longrightarrow M = 9.16 \times 10^9 \text{ (N.mm)}$$

Et crée une contrainte maximale : $\sigma = \frac{M}{W_{el,y}}$

$$\sigma = \frac{M}{W_{el,y}} = \frac{9.16 \times 10^9}{77.32 \times 10^3} \longrightarrow \sigma = 1.18 \times 10^5 \text{ MPa}$$

Pour qu'il y ait ruine, c'est à dire que le système soit déformable, il suffit, conformément aux théories de la plasticité, qu'il y ait une rotule plastique dans la section la plus sollicitée. Cette rotule se formera pour une charge :

$$P_u = \frac{8 \times M_p}{l^2}$$

M_p : est le moment plastique dans la section donné par :

$$M_p = W_{pl,y} \times f_y = 88.34 \times 2350 \longrightarrow M_p = 2.07 \times 10^5 \text{ daN.cm}$$

$$\text{Donc : } P_u = \frac{8 \times M_p}{l^2} = \frac{8 \times 2.07 \times 10^5}{600^2} \longrightarrow P_u = 4.6 \text{ daN/cm} = 460 \text{ daN/m}$$

La figure VII.7 donne la répartition des contraintes pour différentes valeurs de moments appliqués.

Avec ψ : coefficient d'adaptation plastique utilisé dans les règles.

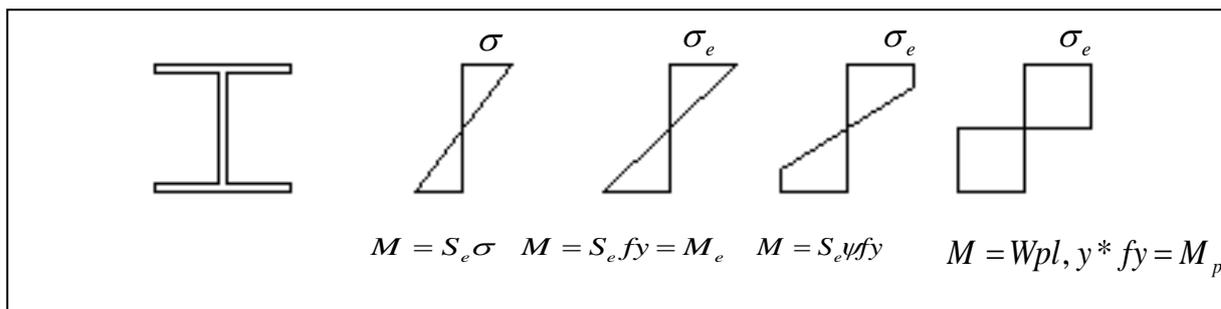


Figure VII. 7 : Répartition des contraintes en fonction des moments

Comme f_y varie avec la température, M_p varie aussi avec la température :

$$M_p(\theta) = W_{pl,y} \times f_y(\theta)$$

La charge de ruine est alors :

$$P_u(\theta) = \frac{8 \times M_p(\theta)}{l^2}$$

La température de ruine est telle que :

$$\frac{8 \times W_{pl,y} \times f_y(\theta_r)}{l^2} = \frac{8 \times W_{el,y} \times \sigma}{l^2}$$

Soit : $f_y(\theta_r) = \frac{\sigma}{f}$

f : facteur de forme du profilé.

$$f = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} = \frac{88.34}{77.32} \longrightarrow f = 1.14$$

Donc : $f_y(\theta_r) = \frac{\sigma}{f} = \frac{1.18 \times 10^5}{1.14} \longrightarrow f_y(\theta_r) = 1.03 \times 10^5 \text{ MPa}$

Ou encore :

$$\frac{f_y(\theta_r)}{f_y} = \frac{\sigma}{f \times f_y} = \frac{P}{P_u}$$

$$\frac{P}{P_u} = \frac{203.58}{460} = 0.44$$

On détermine alors à l'aide des formules ou des graphes la température de ruine correspondant à la charge appliquée :

Pour $1 > \frac{P}{P_u} > 0.38$

$$\theta_r = 745 \left[1 - \left[\frac{P}{P_u} \right]^{1.3} \right]^{2/3} \longrightarrow \theta_r = 745 [1 - [0.44]^{1.3}]^{2/3} \longrightarrow \text{Donc : } \theta_r = 563 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Cette température de ruine est reportée sur la courbe d'évolution de la température en fonction du temps (courbes ISO ou ASTM) pour déterminer le temps correspondant.

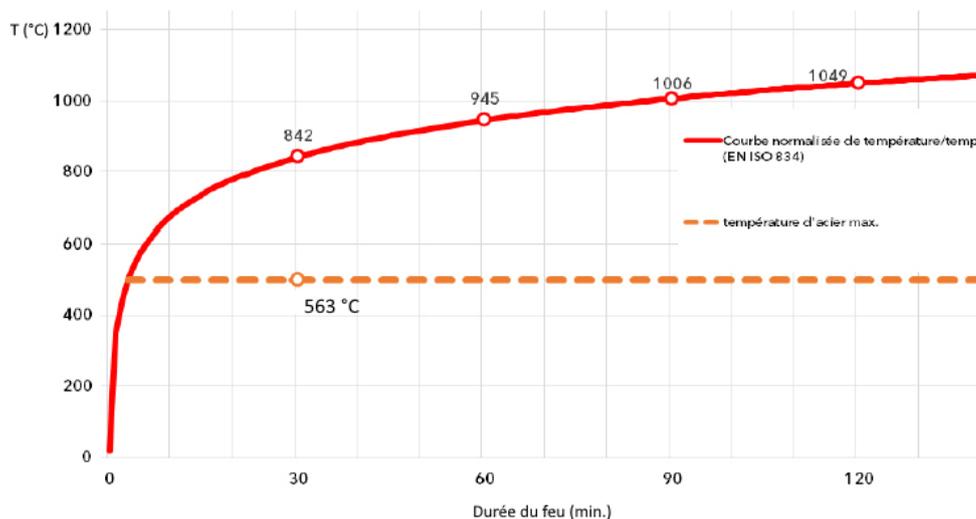


Figure VII. 8 : Courbe température-temps conventionnelle (ISO 834)

La température de ruine $\theta_r = 563 \text{ } ^\circ\text{C}$ correspond alors à un temps relativement court, ce qui nécessite une protection.

$$T = 345 \log (8t + 1) + T_0$$

$T = \theta_r$: température de ruine

$T_0 = 20^\circ\text{C}$: la température ambiante

$$T = 345 \log (8t + 1) + T_0 \longrightarrow 10^{\left(\frac{563-20}{345}\right)} = (8t + 1)$$

$$t = 4.51 \text{ min}$$

Cette durée est relativement courte et on a besoin de l'augmenter pour des raisons de sécurité. Des mesures de protection contre l'incendie sont donc nécessaires pour maintenir la capacité portante de la panne.

VII.5.2 Protection de la poutre

On a choisi une protection rapportée par des plaques dont le choix est en relation avec la température et aussi le facteur de massivité.

◆ **Facteur de massivité :**

$\frac{S}{V}$: est appelé facteur de massivité du profilé et il conditionne l'échauffement de l'acier.

$$\frac{S}{V} = \frac{P}{A}$$

P : périmètre de la section I, H ou L

A : aire de la section I.H ou L

$$P = 2 \times [b + h + (b - t_w)] = 2 \times [7.3 + 14 + (7.3 - 4.7)] \longrightarrow P = 56.26 \text{ cm}$$

$$\frac{S}{V} = \frac{P}{A} = \frac{56.26}{16.43} = 3.42 \text{ cm}^{-1} \longrightarrow \frac{S}{V} = 342 \text{ m}^{-1}$$

Un facteur de massivité S/V de 342 m⁻¹ induit une élévation rapide de la température sous l'effet de l'incendie. Dans ces conditions, une section non protégée atteint la température critique en l'espace de quelques minutes (4.51 min. dans notre cas), par contre avec une section protégée ce temps peut être porté à 30, 60 minutes ou plus selon la classe de résistance exigée.

◆ **Protection par revêtement PROMATECTR-XS**

PROMATECT®-XS est une plaque de protection incendie composée principalement de sulfate de calcium déshydraté aéré, de fibres de verre de renforcement et de divers additifs. La plaque est renforcée par des mats de verre à l'avant et à l'arrière. Elle contient également un additif hydrofuge et un biocide pour inhiber la moisissure.



(1. Panne IPE 2. Plaque Promatect 3. Vis)

Figure VII. 9 : Protection par plaques

Donc selon le niveau de résistance au feu exigé, le facteur de massivité et la température critique on choisit l'épaisseur des plaques de protection (tab. VII.2).

Ces épaisseurs ont été déterminées suite à des essais normalisés dans des laboratoires agréés

Tableau VII. 2 : Epaisseur des plaques Promatect en fonction de la résistance, du coefficient de massivité et de la température critique.

R 30	Température de l'acier [°C]								
	350	400	450	500	550	600	650	700	750
Épaisseur du revêtement PROMATECT®-200 (mm) pour pilier et poutre en acier 3- et 4-côtés									
≤ 46	15	15	15	15	15	15	15	15	15
≤ 50	15	15	15	15	15	15	15	15	15
≤ 60	15	15	15	15	15	15	15	15	15
≤ 70	15	15	15	15	15	15	15	15	15
≤ 80	15	15	15	15	15	15	15	15	15
≤ 90	15	15	15	15	15	15	15	15	15
≤ 100	15	15	15	15	15	15	15	15	15
≤ 110	15	15	15	15	15	15	15	15	15
≤ 120	15	15	15	15	15	15	15	15	15
≤ 130	18	15	15	15	15	15	15	15	15
≤ 140	18	15	15	15	15	15	15	15	15
≤ 150	18	15	15	15	15	15	15	15	15
≤ 160	18	15	15	15	15	15	15	15	15
≤ 170	18	18	15	15	15	15	15	15	15
≤ 180	18	18	15	15	15	15	15	15	15
≤ 190	18	18	15	15	15	15	15	15	15
≤ 200	18	18	15	15	15	15	15	15	15
≤ 210	18	18	15	15	15	15	15	15	15
≤ 220	20	18	15	15	15	15	15	15	15
≤ 230	20	18	15	15	15	15	15	15	15
≤ 240	20	18	15	15	15	15	15	15	15
≤ 250	20	18	15	15	15	15	15	15	15
≤ 260	20	18	18	15	15	15	15	15	15
≤ 270	20	18	18	15	15	15	15	15	15
≤ 280	20	18	18	15	15	15	15	15	15
≤ 290	25	18	18	15	15	15	15	15	15
≤ 300	25	18	18	15	15	15	15	15	15
≤ 310	25	18	18	15	15	15	15	15	15
≤ 320	25	20	18	15	15	15	15	15	15
≤ 330	25	20	18	15	15	15	15	15	15
≤ 340	25	20	18	15	15	15	15	15	15
≤ 350	25	20	18	15	15	15	15	15	15
≤ 360	25	20	18	15	15	15	15	15	15

R 60	Température de l'acier [°C]								
	350	400	450	500	550	600	650	700	750
Épaisseur du revêtement PROMATECT®-200 (mm) pour pilier et poutre en acier 3- et 4-côtés									
≤ 46	15	15	15	15	15	15	15	15	15
≤ 50	18	15	15	15	15	15	15	15	15
≤ 60	18	18	15	15	15	15	15	15	15
≤ 70	20	18	18	15	15	15	15	15	15
≤ 80	20	20	18	18	15	15	15	15	15
≤ 90	25	20	18	18	18	15	15	15	15
≤ 100	25	20	20	18	18	18	15	15	15
≤ 110	25	25	20	18	18	18	15	15	15
≤ 120	25	25	20	20	18	18	18	15	15
≤ 130	30 (15+15)	25	25	20	18	18	18	15	15
≤ 140	30 (15+15)	25	25	20	18	18	18	18	15
≤ 150	30 (15+15)	25	25	20	20	18	18	18	15
≤ 160	30 (15+15)	25	25	25	20	18	18	18	18
≤ 170	30 (15+15)	30 (15+15)	25	25	20	18	18	18	18
≤ 180	30 (15+15)	30 (15+15)	25	25	20	20	18	18	18
≤ 190	30 (15+15)	30 (15+15)	25	25	20	20	18	18	18
≤ 200	30 (15+15)	30 (15+15)	25	25	25	20	18	18	18
≤ 210	30 (15+15)	30 (15+15)	25	25	25	20	18	18	18
≤ 220	30 (15+15)	30 (15+15)	30 (15+15)	25	25	20	20	18	18
≤ 230	30 (15+15)	30 (15+15)	30 (15+15)	25	25	20	20	18	18
≤ 240	33 (15+18)	30 (15+15)	30 (15+15)	25	25	25	20	18	18
≤ 250	33 (15+18)	30 (15+15)	30 (15+15)	25	25	25	20	18	18
≤ 260	33 (15+18)	30 (15+15)	30 (15+15)	25	25	25	20	20	18
≤ 270	33 (15+18)	33 (15+18)	30 (15+15)	25	25	25	20	20	18
≤ 280	33 (15+18)	33 (15+18)	30 (15+15)	25	25	25	20	20	18
≤ 290	33 (15+18)	33 (15+18)	30 (15+15)	25	25	25	25	20	18
≤ 300	33 (15+18)	33 (15+18)	33 (15+18)	30 (15+15)	25	25	25	20	18
≤ 310	35 (15+20)	33 (15+18)	33 (15+18)	30 (15+15)	25	25	25	20	18
≤ 320	35 (15+20)	33 (15+18)	33 (15+18)	30 (15+15)	25	25	25	20	20
≤ 330	35 (15+20)	33 (15+18)	33 (15+18)	30 (15+15)	25	25	25	20	20
≤ 340	35 (15+20)	35 (15+20)	33 (15+18)	30 (15+15)	25	25	25	20	20
≤ 350	35 (15+20)	35 (15+20)	33 (15+18)	30 (15+15)	25	25	25	25	20
≤ 360	45 (20+25)	40 (20+20)	35 (15+20)	33 (15+18)	30 (15+15)	25	25	25	20

La panne (IPE 140) présente un coefficient de massivité de 342 m^{-1} ($\leq 350 \text{ m}^{-1}$) et sa température de ruine est 563 °C ($\approx 600\text{°C}$). Donc, si on veut une résistance au feu R30 (30 min.), il faut des plaques de 15 mm d'épaisseur. Une résistance R60 (60 min.) exige des plaques de 25 mm d'épaisseur.

VII.6 Conclusion

On a prospecté à travers ce chapitre un aspect très important concernant les structures métalliques. L'élévation de la température engendre un affaiblissement considérable des propriétés de l'acier qui peuvent conduire à l'effondrement des ouvrages métalliques. Mais des solutions sont disponibles pour pallier à cet inconvénient par l'intermédiaire de protection adaptée.

Conclusion générale

Conclusion générale

Au terme de ce travail, cette expérience m'a offert l'opportunité d'appliquer de manière concrète et approfondie les connaissances théoriques acquises tout au long de mon parcours de formation en master. Elle m'a également permis d'enrichir ma compréhension du domaine de la construction en charpente métallique, d'acquérir une maîtrise plus affirmée des différentes méthodes et logiciels de calcul, ainsi que de m'approprier la réglementation encadrant les principes de conception et de dimensionnement des ouvrages dans ce secteur spécifique.

L'objectif de ce projet a été de dimensionner une structure en construction métallique, d'une imprimerie en R+2 répondants aux obligations des méthodes de calculs en vigueur, RNV 2013, EC 3 pour la superstructure et RPA 2024 pour l'infrastructure

Une fois les charges agissantes sur la structure définies, les différents éléments constitutifs de celle-ci à savoir les poteaux, fermes, pannes, ont été dimensionnés conformément aux exigences techniques et réglementaires en vigueur. Les fondations et les longrines ont été dimensionnées et ferrillées conformément aux règles en vigueur.

Enfin, une vérification d'une panne vis-à-vis de l'incendie a été réalisée. Elle a été prise comme exemple pour se familiariser avec ces sollicitations accidentelles qui ne sont généralement pas prises en considération.

L'utilisation du logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSES** et l'**ADVANCE** dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel dans le but de faciliter les calculs et de se familiariser avec de tels outils d'analyse et de dimensionnement.

Cette expérience m'a permis de comprendre les étapes et les méthodes de vérification, de dimensionnement d'un projet en construction métallique.

Ce qui me reste à dire à la fin de ce mémoire c'est que, ce mémoire reflète l'état actuel de mes connaissances en tant que jeune ingénieur dans le domaine du génie civil en général et de la construction métallique en particulier.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

ABADNA M.S., TASLENTE N. (2019), Conception et calcul de la superstructure métallique d'une piscine, Mémoire de master de génie civil, option structures, Université 8 Mai 1945 de Guelma, Algérie.

BENOUIS, A. (2023), Cours Structures Métalliques, master 1 Structures, Université 8 Mai 1945 de Guelma, Algérie.

BENSOUIAH, A. (2024). Conception et dimensionnement d'une piscine (superstructure métallique et bassin en BA). Mémoire de master de génie civil, option structures, Université 8 Mai 1945 de Guelma, Algérie.

BOUKOUR, S. (2022). Cours conception et calcul des assemblages poutre-poteau master 1 génie civil. Université abdelhafid boussouf, Mila, Algérie.

CHOUIA, Z. (2016). Etude d'un bâtiment en charpente métallique (R.D.C + 4), Spécialité construction Métallique. (Mémoire master II), Université Aboubakr Belkaid Tlemcen, Algérie.

DERGHOUM, A., HAMBLI, A. (2015), Etude d'une construction en charpente métallique avec réhabilitation de RDC + protection de la structure. Mémoire de master de génie civil, option structures, Université 8 Mai 1945 de Guelma, Algérie.

HAMICI, L. (2021), Conception et dimensionnement de la structure métallique d'un bâtiment à usage d'imprimerie Mémoire de master de génie civil, option structures, Université 8 Mai 1945 de Guelma, Algérie.

KHALDI, N. (2022). Cours de charpente métallique I, Licence Génie Civil, Université 8 Mai 1945 de Guelma, Algérie.

MATMOUR, G. (2019). Cours de généralités sur les pannes et leur dimensionnement chapitres 1 et 2. Université Ibn Khaldoun de Tiaret, Algérie.

MELLAKHI, H., BENAICHE, A. S. (2021), Étude d'un bâtiment en structure métallique à usage de bureaux (en R+4 et un sous-sol), Mémoire ingénieur en Génie civil, Ecole Nationale Polytechnique, Alger, Algérie.

SAADI, M. (2021). Cours de calcul des planchers mixtes, master 1 CMM, Université Batna 2 Algérie.

SLAMANI O., CHOUGRANI M. (2023), Effet des matériaux ignifuges sur la protection contre l'incendie. Mémoire de master, Spécialité Sécurité Prévention et intervention, Université d'Oran 2 Mohamed Ben Ahmed. Institut De Maintenance Et De Sécurité Industrielle, Algérie.

TOUAHRI, A. (2023), Calcul d'un bâtiment administratif R+2 en charpente métallique. Mémoire de master en Génie civil Université 8 Mai 1945 de Guelma, Algérie.

Règlements techniques

- ◆ **RNVA 2013**, Règlement Neige et Vent. DTR C 2-4.7, Document Technique Réglementaire.
- ◆ **DTR BC- 2.2.**, Charges permanentes et charges d'exploitation, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, CGS, Algérie, 1995.
- ◆ **NF EN 1993, Euro code 3**, Calcul des structures en acier.
- ◆ **EN 1994, Euro code 4**, Calcul des structures mixtes acier-béton.
- ◆ **BAEL**, Béton Armé aux Etats Limites.
- ◆ **RPA 2024**, Règlement Parasismique Algériennes version 2024.

Références netographiques

- (net, 1) <https://www.georgeault.fr/blog/277-les-composants-dune-construction-metallique.html> (Consultée le 11/02/2025).
- (net, 2) https://www.researchgate.net/figure/constitution-dun-plancher-collaborant_fig1_352667046 (Consultée le 17/02/2025).
- (net, 3) <https://www.directindustry.fr/prod/brdeco/product-234417-2598692.html> (Consultée le 23/02/2025).
- (net, 4) <https://www.profiles-systemes.com/menuiserie-alu/murs-rideaux-aluminium/mur-rideau-alu-tanagra> (Consultée le 18/04/2025).
- (net, 5) <https://www.copanel.fr/panneau-swisspearl/> (Consultée le 20/02/2025).
- (net, 6) https://www.memoireonline.com/09/20/11896/m-Etude-dune-halle-metallique-avec-pont-roulant7.html#google_vignette (Consultée le 12/03/2025).
- (net, 7) https://fr.made-in-china.com/co_yuanboit/product_Steel-Structure-Mezzanine-Floor-Steel-building-_hohueiuug.html (Consultée le 17/03/2025).
- (net, 8) <https://metaletech.com/2024/09/16/calcul-de-la-resistance-plastique-a-la-flexion-positive-dune-poutre-mixte/> (Consultée le 26/03/2025).
- (net, 9) <https://www.dmytolerie.fr/escalier/87-escalier-metallique-droit-sur-mesure.html> (Consultée le 14 /03/2025).
- (net, 10) <https://www.toutcalculer.com/batiment/dimensionner-un-escalier.php> (Consultée le 18/03/2025).
- (net,11)[https://btscm.fr/dicocm/A/attaches_fichiers/doc_assemblages/Assemblage par platine e extremite et boulons a serrage controle.pdf](https://btscm.fr/dicocm/A/attaches_fichiers/doc_assemblages/Assemblage_par_platine_extremite_et_boulons_a_serrage_controlé.pdf) (Consultée le 28/05/2025).
- (net,12)https://staff.univbatna2.dz/sites/default/files/abdelhamid_faycal/files/chap1_les_assemblages_boulonnes.pdf?m=1697379064 (Consultée le 28/05/2025).
- (net, 13) <https://blog.novam-ingenierie.com/quelles-fondations/> (Consultée le 19/04/2025).
- (net, 14) <https://havitsteelstructure.com/fr/prevention-des-incendies-dans-les-batiments-a-structure-metallique/> (Consultée le 15/05/2025).

Annexes

Annexe 1 : Etude climatique « neige et vent ».

Tableau 1 : Coefficient de forme de la neige -toiture à un versant-

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 2 : Coefficient de pression extérieure du vent sur les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire C_{pe} .

Paroi latérale						Paroi au vent		Paroi sous le vent	
A, A'		B, B'		C		D		E	
C _{pe, 10}	C _{pe, 1}								
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5		+0.8	1.0	-0.3	

Tableau 3 : Coefficient de pression extérieure du vent sur les toitures plates C_{pe} .

		Zones							
		F		G		H		I	
		C _{pe,10}	C _{pe,1}						
arêtes vives (sans acrotères)		-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	± 0,2	
avec acrotères	$h_p/h = 0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	± 0,2	
	$h_p/h = 0,05$	-1,4	-2,0	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	± 0,2	
	$h_p/h = 0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	± 0,2	
rives arrondies	$r/h = 0,05$	-1,0	-1,5	-1,2	-1,8	-0,4		± 0,2	
	$r/h = 0,10$	-0,7	-1,2	-0,8	-1,4	-0,3		± 0,2	
	$r/h = 0,20$	-0,5	-0,8	-0,5	-0,8	-0,3		± 0,2	
brisis mansardés	$\alpha = 30^\circ$	-1,0	-1,5	-1,0	-1,5	-0,3		± 0,2	
	$\alpha = 45^\circ$	-1,2	-1,8	-1,3	-1,9	-0,4		± 0,2	
	$\alpha = 60^\circ$	-1,3	-1,9	-1,3	-1,9	-0,5		± 0,2	

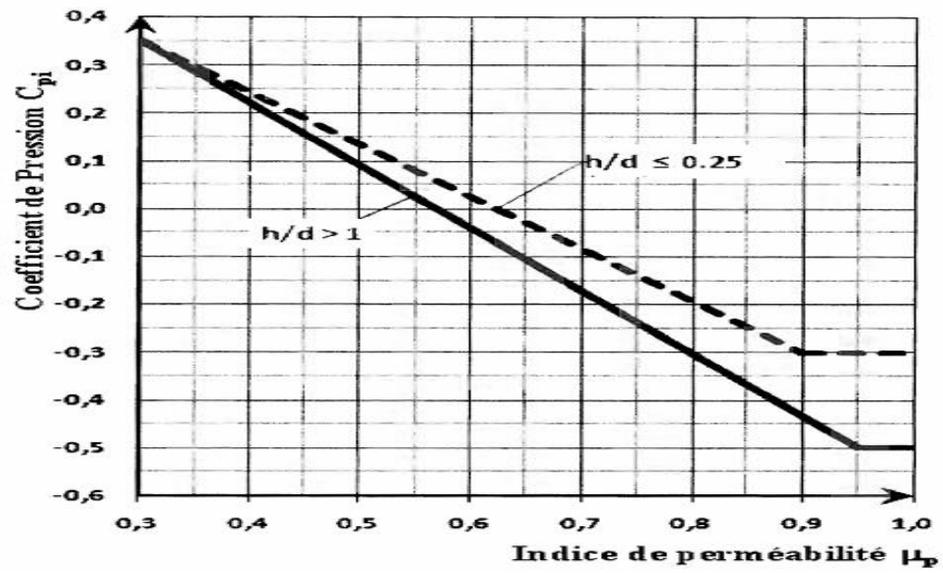


Figure 1 : Coefficient de pression intérieure du vent des bâtiments sans face dominante C_{pi}

Annexe 2 : Avis technique du panneau copanel.

Avis Technique 2/16-1765

Annule et remplace l'Avis Technique 2/13-1585

*Bardage rapporté
en fibre-ciment
Built-up cladding
with cement fibre*

COPANEL Ossature Bois et Métal

Titulaire : COPANEL
La Haie Molière
FR-44880 SAUTRON
Tél : 02.40.63.93.95
Fax : 02.40.94.84.88
E-mail : contact@copanel.fr
Internet : www.copanel.fr

Distributeur : COPANEL
La Haie Molière
44880 SAUTRON
Tél. : 02.40.63.93.95
Fax : 02.40.94.84.88
E-mail : contact@copanel.fr
Internet : www.copanel.fr

Groupe Spécialisé n° 2.2

Produits et procédés de bardage rapporté, translucide, vêtage et vêtüre
Publié le 15 mars 2017



COMMISSION CHARGÉE
DE FORMULER
LES AVIS TECHNIQUES

Commission chargée de formuler des Avis Techniques et Documents Techniques
d'Application

(arrêté du 21 mars 2012)

Secrétariat de la commission des Avis Techniques
CSTB, 84 avenue Jean Jaurès, Champs sur Marne, FR-77447 Marne la Vallée Cedex 2
Tél. : 01 64 68 82 82 - Internet : www.ccfat.fr

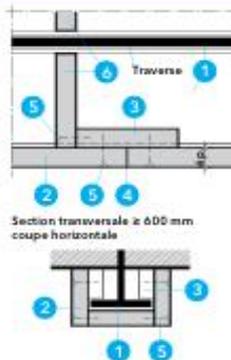
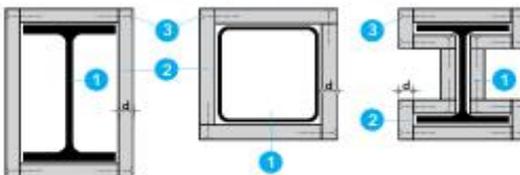
Les Avis Techniques sont publiés par le Secrétariat des Avis Techniques, assuré par le CSTB. Les versions autorisées sont disponibles gratuitement sur le site internet du CSTB (<http://www.cstb.fr>)
© CSTB 2017

Tableau 1 : Charges de vent admissibles avec panneaux d'épaisseur 12mm et entraxe entre montants de 600 mm.

Disposition des fixations	Entraxes des fixations (mm) le long des montants (V)								
	200	250	300	350	400	450	500	550	600 (645 mm sur COB)
V x H	Valeurs admissibles en pascals (Pa)								
2 x 2	2 508	2 187	1 938	1 741	1 579	1 446	1 333	1 236	1 153
3 x 2	2 877	2 508	2 223	1 997	1 812	1 658	1 529	1 418	1 322
2 x 3	4 380	3 504	2 920	2 503	2 190	1 947	1 752	1 593	1 460
3 x 3	3 709	2 967	2 473	2 119	1 854	1 648	1 484	1 349	1 236

Annexe 3 : Système de protection incendie pour structures métalliques



PromatRevêtement de système porteur en acier
PROMATECT®-XSR30 - R300
RF 1 345.10**Preuve**N° AEA
30919 RF1**Les avantages en un coup d'œil**

- Installation économique simple - entaille au cutter, casser
- Revêtements fins
- Températures d'acier alternatives selon EN 13381-4

Épaisseur du revêtement selon l'AEA

	Facteur de massiveté A_p/V ou U/A [m ³] → calcul page 5						
R 30	≤ 390						
R 60	≤ 140	≤ 220	≤ 390				
R 90	≤ 60	≤ 80	≤ 130	≤ 240	≤ 380		
R 120	-	≤ 50	≤ 70	≤ 110	≤ 160	≤ 380	
R 180	-	-	-	-	≤ 60	≤ 120	≤ 230
[mm]	12.5	15	20	25	2x 15	2x 20	20+25

Informations générales

Lors de la détermination de la largeur de plaque PROMATECT®-XS, il faut tenir compte des tolérances de laminage des profilés en acier selon S25 ainsi que des tolérances de montage.

Détail A - Revêtement de pilier

La grande stabilité des plaques PROMATECT® permet l'agrafage des bords. La fixation dans l'acier n'est pas nécessaire. Pour les piliers, il est possible de se passer de taquets de rassemblement entre deux plaques. la plaque de l'autre pièce d'angle, est décalée de 500 mm.

- 1 Pilier et poutre en acier
- 2 PROMATECT®-XS, plaque coupe-feu, ép. voir tableau 1 fonction en facteur de massiveté U/A et résistance au feu
- 3 Agrafes en fil d'acier, entraxe = 100 mm (voir tableau 1)

Détail B - Revêtement de poutrelle

En cas de revêtement de poutrelle en acier, les joints de plaque latéraux doivent être fixés aux tasseaux et il est possible de renoncer au doublage de joint (horizontales) du côté inférieur.

Les joints de plaque horizontaux et verticaux ne doivent pas être installés avec un décalage.

Renforcement par taquets

Avec des hauteurs de poutre ≥ 600 mm chaque taquet est muni d'un pont de stabilisation et introduit fermement dans le profilé de la poutre, ensemble avec le taquet.

Options de revêtement

Les semelles visibles de poutres en acier bétonnées sont revêtues sur un seul côté. Pour obtenir des informations sur le calcul de l'épaisseur du revêtement, veuillez vous adresser à notre service technique.

Avec des poutres en acier bétonnées partiellement le revêtement doit être effectué selon les consignes de la construction de base décrite ci-dessus. Les ouvertures pour le passage des installations doivent être fermées de tous les côtés avec des bandes de PROMATECT®-XS dans la largeur de la poutre.

- 1 Pilier et poutre en acier
- 2 PROMATECT®-XS, plaque coupe-feu, ép. voir tableau 1 fonction en facteur de massiveté U/A et résistance au feu
- 3 Taquets PROMATECT®-XS, l ≥ 120 mm, ép. = 20 mm
- 4 Joint de plaque, sans décalage, distance ≤ 1200 mm (largeur plaque)
- 5 Agrafes en fil d'acier, entraxe = 100 mm (voir tableau 1)
- 6 Renfort par taquet PROMATECT®-XS, ép. = 20 mm
- 7 Vis homologuée avec cheville, entraxe = 500 mm

Tableau 1 - Fixations

Épaisseur de la plaque ép. (mm)	Agrafes en fil d'acier entraxe = 100 mm
12.5	l ≥ 32 mm
15	l ≥ 35 mm
20	l ≥ 44 mm
25	l ≥ 50 mm