

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
UNIVERSITÉ ABOUBEKR BELKAID – TLEMCEM
FACULTÉ DE TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : **Constructions Métalliques et Mixtes**

Thème

***ETUDE D'UNE HALLE INDUSTRIELLE AVEC PONT ROULANT À
AIN FEZZA (WILAYA DE TLEMCEM)***

Présenté par :

M^{me}. BENDAHMANE YAMINA (ép. Kherbouche)

M^{elle}. BENDIAB IMANE

Soutenu publiquement le 4 juillet 2019 :

devant le jury composé de :

Président : Mr. RAS. Abdel Ouahab

Examineur : Mr. BENYELLES. Chems Eddine

Encadrant : Dr. KAZI TANI Nabil (ESSA-Tlemcen)

Encadrant : Mr. HAMDAOUI Karim.

Année universitaire 2018 - 2019

Dédicace

Je dédie ce Modeste travail

*A ma mère, ma raison d'être, ma raison de vivre, la lanterne qui éclaire mon chemin
et m'illumine de douceur et d'amour.*

*A mon père, en signe d'amour, de reconnaissance et de gratitude pour tous les
soutiens et les sacrifices dont il a fait preuve à mon égard.*

A mon mari, mon grand frère Mohamed et ma petite sœur Imene.

*À toute la famille BENDAHMANE et KHERBOUCHE, ainsi à mes proches
familles, cousins et cousines*

*À Mr. KAZI TANI Nabil qui nous a encadré et nous a guidé pour atteindre notre
objectif*

Aucun mot ne pourra décrire vos dévouements et vos sacrifices.

*À tous mes amis, en témoignage de l'amitié sincère qui nous a liées et des bons
moments passés ensemble, en particulier mon binôme BENDIAB IMANE. je vous
dédie ce travail en vous souhaitant un avenir radieux et plein de bonnes promesses.*

À tous les gens qui ont cru en moi et qui me donnent l'envie d'aller en avant,

*Je vous remercie tous, votre soutien et vos encouragements me donnent la force de
continuer.*

M^{me}. BENDAHMANE YAMINA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à

Mes chère parents, qui m'ont soutenu tout au long de mon parcours scolaire et universitaire et surtout maman qui grâce à ses conseils, ses paroles et ses encouragements j'ai pu tracer mon avenir et j'ai pu atteindre ce niveau.

À ma sœur Assia et mon frère Nadjib que je remercie pour tout ce qu'ils ont fait pour moi.

À ma chère nièce Lilya que dieu la protège pour moi.

À toute la famille BENDIAB et MALACHE , ainsi à mes proches familles, cousins et cousines

À Mr.KAZI TANI Nabil qui nous a aidé et nous a donné tout son temps depuis le premier, jours.

Mes dédicaces vont également à mon binôme BENDAHMANE YAMINA, je la remercie pour être toujours gentille, et très sérieuse dans notre travail.

Enfin, à la promotion CONSTRUCTIONS METALLIQUES ET MIXTES,2018/2019

M^{elle}. BENDIAB IMANE

Remerciements

Tout d'abord nous remercions ALLAH le tout puissant et le miséricordieux, qui nous a donné la force, la patience et la volonté de mener à bien à ce modeste travail.

Que nos parents voient aujourd'hui leurs efforts et leurs sacrifices couronnés par ce rapport. Ils ont veillé à nous éduquer avec infiniment d'amour et d'affection. Que Dieu nous permette de leur rendre au moins une partie, aussi infime qu'elle soit, de tout ce que nous leur devons.

Au terme de ce modeste travail, nous remercions vivement notre encadreurs Dr. KAZI TANI Nabil , pour nous avoir guidé et dirigé durant tout le long de notre travail.

Nous tenons aussi à remercier vivement et sincèrement notre encadreur Mr. HAMDAOUI Karim qui nous a aidé et appris l'âme de la science tout au long de ces années d'études.

Nos vifs remerciements s'adressent aussi au Mr.RAS Abdel Ouahab qui nous a fait l'honneur de présider le jury de notre soutenance ainsi qu'au Mr. BENYELLES Chems Eddine d'avoir accepté d'examiner notre travail.

Nos remerciements s'adressent au Pr. Nadir BOUMECHRA, responsable de notre formation «Construction Métalliques et Mixtes ».

Nos remerciements et nos reconnaissances à nos parents pour l'amour et le soutien constants qu'ils nous témoigné tout au long de notre carrière d'étude.

Nous remercions aussi tous nos amis et collègues et à toute la promo de 2ème année Master : Constructions Métalliques et Mixtes 2018/2019.

Enfin, nous exprimons toute notre gratitude à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail

Y.BENDAHDANE et I.BENDIAB

Résumé

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier et dimensionner une halle industrielle en charpente métallique située à ifri (tizi) , Ain fezza (Tlemcen). Cette halle possède un pont roulant, une toiture à deux versants.

Ce projet a été élaboré en plusieurs étapes. En premier lieu, les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et les actions climatiques ont été évaluées. Ensuite l'étude du pont roulant selon les recommandations « CTICM » a été réalisée suivie de l'étude dynamique qui a été effectuée en respectant le règlement parasismique Algérien « RPA99 v 2003 ». En se référant au règlement des constructions métalliques Algérien, le « CCM97 », les éléments secondaires et principaux ont été dimensionnés et les assemblages ont été calculés. À la fin, l'étude de l'infrastructure a été élaborée selon le règlement «CBA93 ». On note que le modèle numérique à été créé et élaboré en utilisant le logiciel

«Autodesk Robot Structural Analysis Professional » . Enfin, le travail se termine par une conclusion générale qui résume les résultats de notre étude.

Mots clé : Charpente métallique ;Pont roulant ;Etude dynamique ;Assemblages

Abstract

This project consists to study and design an industrial steel structure hall located in ifri (tizi), Ain fezza (Tlemcen). This a industrial building has an overhead crane, a roof with two sides .

This project has been elaborated in several steps. First, the evaluation of the dead loads, the live loads and the climatic actions have been evaluated. Then, the study of the overhead crane was carried out according to the "CTICM" recommandations, followed by the dynamic study that was done according to Algerian seismic code "RPA99 v 2003". Referring to the Algerian steel structure code "CCM97", the secondary and main structurel elements have been designed and the connections were studied. A the end, the study of the infrastructure was developed according to the Algerien concrete design code "CBA93". We note that the numerical model was created and developed using the "Autodesk Robot Structural Analysis Professional". Finally, a general conclusion summarizes the results of our present study.

Keywords: Steel structure ; Crane girder ; Dynamic study; Connections

ملخص

قمنا من خلال مشروع نهاية الدراسة هذا بتصميم مبنى صناعي ذو هيكل معدني واقع بمنطقة إفري (تيزي بعين فزة) تلمسان. تحوي هذه القاعدة جسر رافع متحرك، سقف مائل من الجهتين . تمت دراسة هذا المشروع في عدة مراحل. أولاً، تم حساب الأحمال الدائمة والزائدة وكذا التأثيرات المناخية. أجريت بعد ذلك دراسة الجسر الرافع المتحرك وفقاً لقانون «CTICM» متبوعة بالدراسة الحركية وفقاً للقوانين الزلزالية الجزائرية «RPA99 v 2003» . وبالاعتماد على قانون الإنشاءات المعدنية الجزائرية «CCM97»، قمنا بتصميم العناصر الرئيسية والثانوية وكذا دراسة الوصلات. وفي النهاية قمنا بدراسة البنية التحتية للمبنى وفقاً لقانون «CBA93» وأخيراً ينتهي العمل بخلاصة عامة تلخص نتائج دراستنا. الكلمات المفتاحية: هيكل معدن; جسر رافع متحرك ; دراسة; ديناميكية ; الوصلات

Liste des figures

Figure I.1. Situation du projet.....	3
Figure I.2. Accès mécanique et la limite du terrain.....	4
Figure I.3. Zone sismique du projet.....	4
Figure I.4. Morphologie du terrain.....	5
Figure I.5. Vue en 3D de la structure.....	6
Figure I.6. Façade pignon 1.....	6
Figure I.7. Façade pignon 2.....	7
Figure I.8. Façade long-pan 1.....	7
Figure I.9. Façade long-pan 2.....	8
Figure I.10. Profilés métallique pour superstructure.....	10
Figure I.11. Acier infrastructure.....	11
Figure I.12. Élément d'infrastructure en béton armé.....	12
Figure I.13. Composants du panneau sandwich (TL75).....	13
Figure I.14. Interface Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017.....	14
Figure I.15. Assemblage par boulonnage.....	15
Figure I.16. Assemblage par soudage.....	16
Figure II.1. Surcharges d'exploitation de la toiture sur la panne.....	19
Figure II.2. Toiture à deux versants.....	20
Figure II.3. L'action du vent sur la structure.....	21
Figure II.4. Vent sur long pan.....	25
Figure II.5. Vent sur long pan (paroi).....	26
Figure II.6. Vent sur long pan (toiture).....	27
Figure II.7. Vent sur pignon (paroi).....	27
Figure II.8. Vent sur pignon (toiture).....	28
Figure II.9. Coefficient de pression intérieur C_{pi}	30
Figure III.1. Pont roulant.....	37
Figure III.2. Différents types de ponts.....	38
Figure III.3. Différents mouvements d'un pont roulant.....	39
Figure III.4. Schéma 3D du pont roulant.....	40
Figure III.5. Schéma 2D du pont roulant.....	40
Figure III.6. Moment Max pour deux charges égales (Théorème de barre).....	43
Figure III.7. Réaction horizontales transversales.....	46
Figure III.8. Dimensions et caractéristiques géométriques du rail.....	47
Figure III.9. Schéma de la poutre de roulement avec le rail.....	48

Figure III.10. Vue d'un rail et sa fixation	49
Figure III.11. Illustrations des efforts appliqués sur la poutre de roulement par le galet avec P la réaction verticale max.....	49
Figure III.12. Schéma statique de la poutre de roulement sur deux appuis	50
Figure III.13. Support de chemin de roulement	60
Figure III.14. Schéma statique du support de roulement.....	60
Figure III.15. Vérification de la flèche	63
Figure IV.1. Le chéneau d'eau.....	65
Figure IV.2. Répartition de la charge du vent sur la panne	66
Figure IV.3. Les portées maximales en fonction des charges pour une travée	67
Figure IV.4. Illustration de la disposition des pannes sur la toiture	68
Figure IV.5. Répartition de la charge d'entretien sur la panne.....	69
Figure IV.6. Sens du chargement climatique appliqué sur la panne.....	69
Figure IV.7. Echantignole assemblée avec une panne.	77
Figure IV.8. Vue en plan d'un versant de toiture.	79
Figure IV.9. Disposition des lisses sur le poteau.....	81
Figure IV.10. Un potelet articulé	86
Figure V.1. Spectre de réponse suivant X.....	98
Figure V.2. Spectre de réponse suivant Y.....	98
Figure V.3. Mode de déformation 1.....	99
Figure V.4. Mode de déformation 2.....	99
Figure V.5. Mode de déformation 3.....	100
Figure V.6. Déformée et valeurs limites des flèches horizontales des bâtiments industriel	101
Figure VII.1. Vue en 3D de l'assemblage poteau-traverse	123
Figure VII.2. Vue en plan de l'assemblage poteau-traverse	124
Figure VII.3. Entraxes pour trou en quinconce	125
Figure VII.4. Pincés et entraxes	125
Figure VII.5. Illustration des efforts dans les boulons de l'assemblage poteau-traverse.....	128
Figure VII.6. Vue en 3D de l'assemblage traverse-traverse	132
Figure VII.7. Vu en plan de l'assemblage traverse-traverse	133
Figure VII.8. Illustration des efforts dans les boulons de l'assemblage traverse-traverse...	135
Figure VII.9. Vue en 3D de l'assemblage des diagonales doubles cornières avec gousset	137
Figure VII.10. Vue en plan de l'assemblage des diagonales doubles cornières avec gousset	138
Figure VII.11. Vue en 3D de l'assemblage poteau- console de la poutre de roulement.....	140
Figure VII.12. Vue en plan de l'assemblage poteau- console de la poutre de roulement ...	141

Figure VII.13. Illustration des efforts dans les boulons de l'assemblage poteau-console de la poutre de roulement	143
Figure VII.14. Assemblage panne-échantignole / échantignole-traverse.....	147
Figure VIII.1. Vue en 3D de l'assemblage pied de poteau	150
Figure VIII.2. Vue en plan de l'assemblage pied de poteau	151
Figure VIII.3. Illustration de la compression d'un tronçon en T	153
Figure VIII.4. Illustration moment + effort normal.....	154
Figure VIII.5. Illustration de la partie comprimée du pied de poteau.....	155
Figure VIII.6. Disposition constrictive	157
Figure VIII.7. Longueur d'allongement de la tige d'ancrage	159
Figure VIII.8. Illustration d'un assemblage de pied de potelet articulé typique.....	161
Figure VIII.9. Vue en 3D de l'assemblage pied de potelet.....	161
Figure VIII.10. Vue en plan de l'assemblage pied de potelet.....	162
Figure VIII.11. La résistance en compression de l'assemblage.....	164
Figure VIII.12. Illustration pour la longueur limite d'allongement de la tige d'ancrage.....	166
Figure VIII.13. Illustration des mécanismes	167
Figure VIII.14. Les dimensions de la semelle sous poteau	173
Figure VIII.15. Ferrailage des semelles.....	177
Figure VIII.16. Ferrailage des longrines	179

Liste des tableaux

Tableau I.1. Documents techniques réglementaires utilisés.....	9
Tableau II.1. Coefficients de forme-toitures à deux versants.....	20
Tableau II.2. Catégorie du terrain.....	22
Tableau II.3. Valeurs de coefficient de rugosité c_r	23
Tableau II.4. Valeurs de c_e	24
Tableau II.5. Les valeurs de la pression dynamique q_{dyn}	24
Tableau II.6. Valeurs des charges du vent (V1) pour paroi verticale	31
Tableau II.7. Valeurs des charges du vent (V1) pour toiture.....	31
Tableau II.8. Valeurs des charges du vent (V2) pour paroi verticale	32
Tableau II.9. Valeurs des charges du vent (V2) pour toiture.....	32
Tableau II.10. Valeurs des charges du vent (V3) pour paroi verticale	32
Tableau II.11. Valeurs des charges du vent (V3) pour toiture.....	33
Tableau II.12. Valeurs des charges du vent (V4) pour paroi verticale	33
Tableau II.13. Valeurs des charges du vent (V4) pour toiture.....	34
Tableau III.1. Caractéristiques du pont roulant.....	41
Tableau III.2. Caractéristiques géométriques du pont roulant.	41
Tableau III.3. Tableau des groupes.....	42
Tableau III.4. Les coefficients et classement de pont roulant.	42
Tableau III.5. Charges verticales	44
Tableau III.6. Charges horizontales longitudinales.....	45
Tableau III.7. Charges horizontales transversales (Rh1)	46
Tableau III.8. Charges horizontales transversales (Rh2)	47
Tableau III.9. Dimensions et caractéristiques du rail	47
Tableau III.10. Dimensions du crapaud.....	48
Tableau III.11. Caractéristiques du profilé HEB340.....	50
Tableau III.12. Les caractéristiques du profilé HEB 200.....	61
Tableau IV.1. Caractéristiques géométriques du profilé	72
Tableau IV.2. Poids propre correspondant à chaque épaisseur.....	80
Tableau IV.3. Charges maximales admissibles en daN/m ² en fonction des portées d'utilisation	81
Tableau IV. 3. Caractéristiques géométriques du profilé UPN 140.....	83
Tableau IV. 4. Caractéristiques géométriques du profilé IPE 270	87
Tableau V.1. Pénalité de vérification par le calcul du facteur Q.....	95

Tableau V.2. Vérification de l'effort tranchant à la base	100
Tableau V.3. Déplacements maximal en situation durable	102
Tableau V.4. Déplacements relatifs en situation accidentelle	102
Tableau VI.1. Caractéristiques du profilé IPE270	104
Tableau VI. 2. Caractéristiques du profilé HEA120	108
Tableau VI.3. Caractéristiques du profilé IPE270	112
Tableau VI.4. Caractéristiques du profilé L90×90×9.....	116
Tableau VI.5. Caractéristiques du profilé L90×90×11.....	118
Tableau VI.6. Élément de la structure	121
Tableau VII.1. Caractéristiques géométriques et mécaniques du boulon	129
Tableau VII.2. Caractéristiques géométriques et mécaniques du boulon	136
Tableau VII.3. Caractéristiques géométriques et mécaniques du boulon	138
Tableau VII.4. Caractéristiques géométriques et mécaniques du boulon	144
Tableau VIII.1. Caractéristiques de la tige d'ancrage	156
Tableau VIII.2. Caractéristiques de la tige d'ancrage	165
Tableau VIII.3. Ferraillage choisi pour la semelle au dessous du fût.....	176

Liste des notations

Majuscules latines :

A : Section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_w: Section de l'âme.

A_v: Aire de cisaillement.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_{pe}: Coefficient de pression extérieur

C_{pi}: Coefficient de pression intérieur

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E=2.1 \cdot 10^5$ MPa).

F : Force en générale.

G : Module d'élasticité transversale de l'acier ($G=81000$ MPa).

G : Charge permanente.

I : Moment d'inertie.

I_v : Intensité de turbulence.

K_t: Facteur de terrain.

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

M : Moment de flexion.

M_{sd}: Moment fléchissant sollicitant.

M_{Rd} : Moment résistant dans la plaque d'assise.

M_{pl} : Moment plastique.

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

$N_{pl,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.

$N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

$N_{t,sd}$: Effort normale de traction.

$N_{c,sd}$: Effort normal de compression.

$N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.

Q : Charge d'exploitation.

P : poids de la structure.

R : Coefficient de comportement de la structure.

S : La charge de la neige.

S_k : La charge de neige sur sol

V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Pression aérodynamique.

W : Poids de la structure.

Z : hauteur au dessus du sol

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Minuscules latines :

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

l_f : Longueur de flambement.

$q_{réf}$: Pression dynamique moyenne de référence.

q_p : Pression dynamique de pointe.

t : Épaisseur d'une pièce.

t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre.

t_w : Épaisseur de l'âme de poutre.

Minuscules grecques :

χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

ϕ_{LT} : Rotation de déversement.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte des armatures dans les fondations.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

φ_1 : Facteur pour la valeur fréquente de l'action variable dominante.

θ : Coefficient de température [°C].

$\bar{\lambda}_\theta$: Elancement réduit au feu.

$\chi_{fi,d}$: Propriété de calcul d'un matériau en situation d'incendie.

Tables des matières

Dédicace	I
Dédicace	II
Remerciements	III
Résumé	IV
Abstract	IV
ملخص	IV
Liste des figures	V
Liste des tableaux	VIII
Liste des notations	X
Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	2
I .1.Introduction:	3
I .2.Présentation du projet :	4
I.3.1. Documents Techniques Réglementaires:	8
I.3.2. Les paramètre des matériaux:	10
I.3.3.La modélisation :	13
I.3.4.Les modes d'assemblage :	15
I .4.Conclusion:	17
Chapitre II: Evaluation des charges et surcharges	17
II.1.Introduction :	18
II.2. Charges Permanentes :	18
II.3. Surcharges d'exploitation :	18
II.3.1. Surcharges d'exploitation de la toiture :	18
II.4. Surcharges climatiques :	19
II.4.1. Neige :	19
II.4.2.Surcharges du vent :	20
II.5. Conclusion :	36
Chapitre III : Etude du pont roulant	36
III.1. Introduction :	37
III.2. Ponts roulants :	37
III.2.1.Différents types de ponts roulants :	37
III.2.2. Eléments constitutifs du pont roulant :	38
III.2.3.Différents mouvements possibles :	39

III.2.4. Caractéristiques du pont roulant :	40
III.2.5. Classement des ponts roulants :	41
III.2.6. Les coefficients des ponts roulants :	42
III.3. Description générale du calcul :	42
III.3.1. Calcul de la poutre de roulement :	43
III.3.2. Choix du rail:	47
III.3.3. Prédimensionnement de la poutre de roulement :	49
III.4. Résistance du profilé sous charges verticales:	52
III.4.1. Vérification à L'ELU (Effort tranchant + Moment fléchissant) :	52
III.5. Vérification sous charge horizontale :	53
III.5.1. Résistance de l'âme au voilement par cisaillement :	54
III.5.2. Résistance au déversement :	54
III.5.3. Résistance de l'âme à la charge transversale :	56
III.6. Calcul du support du chemin de roulement :	59
III.6.1. Charges verticales :	59
III.6.2. Charge horizontale:	59
III.6.3. Dimensionnement du support de chemin de roulement :	60
III.6.4. Vérification de la classe de la section transversale HEA200	61
III.6.5. Vérification du profilé au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :	62
III.7. Conclusion :	64
Chapitre IV : Prédimensionnement des éléments secondaires	64
IV.1. Introduction :	65
IV.2. Etude des éléments secondaires :	65
IV.2.1. Calcul des chéneaux :	65
IV.3. Calcul des pannes :	66
IV.3.1. Espacement entre pannes :	66
IV.3.2. Dimensionnement des pannes :	68
IV.3.3. Évaluation des charges et surcharges :	68
IV.3.4. Surcharge d'entretien (P) :	68
IV.3.5. La charge supportée par la panne :	69
IV.3.6. Vérification de la résistance de la panne :	73
IV.4. Calcul de l'échantignolle :	77
IV.4.1. Dimensionnement de l'échantignolle :	77
IV.4.2. Calcul du moment de renversement " M_r " :	77
IV.4.2. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :	78

IV.5. Calcul des liernes :	79
IV.5.1. Calcul de l'effort maximal des liernes :	79
IV.5.2. Dimensionnement de la section :	80
IV.6. Dimensionnement des lisses de bardage :	80
IV.6.1. Détermination du poids propre du bardage :	80
IV.6.2. Détermination de la portée maximale pour le bardage :	81
IV.6.3. Détermination des charges et surcharges :	82
IV.7. Calcul des potelets :	86
IV.7.1. Evaluations des charges et surcharges agissant sur le potelet le plus sollicité :	86
IV.7.2. Détermination de la section du potelet :	87
IV.7.3. Vérification de la résistance de la section :	87
IV.8. Conclusion :	91
Chapitre V : Etude sismique	91
V.1. Introduction :	92
V.2. Analyse de la structure :	92
V.2.1. Calcul de la force sismique totale :	93
V.2.2. Estimation de la période fondamentale de la structure :	94
V.3. Méthode dynamique modale spectrale :	96
V.3.1. Modélisation :	96
V.3.2. Spectre de réponse de calcul :	97
V.3.3. Résultats de calcul :	97
V.3.4. Les réponses modales de la structure :	98
V.3.5. Vérification de la résultante des forces sismiques :	100
V.4. Conclusion :	103
Chapitre VI: Dimensionnement des éléments structuraux	103
VI.1. Introduction :	104
VI.2. Justification des traverses :	104
VI.2.1. Charge répartie sur la traverse :	104
VI.2.2. Caractéristiques de la traverse :	104
VI.2.3. Efforts sollicitant :	104
VI.2.4. Classe de la section transversale de la traverse :	105
VI.2.5. Vérification de la flèche :	105
VI.2.6. Condition de résistance de la traverse (Moment fléchissant + Effort tranchant + Effort normal) :	105
VI.3. Justification des sablières :	108

VI.3.1. Caractéristiques de la sablière :	108
VI.3.2. Efforts sollicitant :	109
VI.3.3. Classe de la section transversale de la sablière :	109
VI.3.4. Vérification de la flèche :	109
VI.3.5. Condition de résistance :	109
VI.4 . Justification des poteaux :	111
VI.4 .1. Efforts sollicitants :	111
VI.4 .2. Caractéristiques du profilé du poteau :	112
VI.4.3. Classe de la section transversale du poteau :	112
VI.4 .4. Vérification du déplacement :	112
VI.4 .5. Condition de résistance du poteau (moment fléchissant + effort normal) :	113
VI.4.6. Vérification de la résistance à la flexion composée :	113
VI.5. Justification des palées de stabilité :	116
VI.5.1. Les éléments comprimés :	116
VI.6. Justification des poutres au vent (contreventements) :	118
VI.6.1. Les éléments comprimés :	118
VI.7. Conclusion :	121
Chapitre VII: Calcul des Assemblages	121
VII.1. Introduction :	122
VII.2. Fonctionnement des assemblages :	122
VII.2.1. Fonctionnement par obstacle :	122
VII.2.2. Fonctionnement par adhérence :	122
VII.2.3. Fonctionnement mixte :	122
VII.3. Classification des assemblages :	123
VII.3.1. Assemblage poteau – traverse (IPE270- IPE270) :	123
VII.3.2. Assemblage travers – traverse (IPE270-IPE270) :	132
VII.3.3. Assemblage des diagonales de palée de stabilité (2L90×90×9) :	137
VII.3.4. Assemblage poteau – console de la poutre de roulement (IPE270- HEB200) :	140
VII.3.5. Assemblage Panne-traverse :	147
VII.3.5.1. Résistance des boulons au cisaillement :	148
VII.3.5.2. Résistance des boulons à l'effort combinée traction-cisaillement :	148
VII.4. Conclusion :	149
Chapitre VIII : Dimensionnement des éléments de fondation	146
VIII.1. Pieds de poteaux :	150
VIII.1.2. Introduction :	150

VIII.1.3.Dimensionnement de la plaque d'assise :	151
VIII.2. Pieds de potelet :	161
VIII.2.1. Introduction :	161
VIII.2.2.Dimensionnement de la plaque d'assise :	162
VIII.3.Fondation :	171
VIII.3.1.Introduction :	167
VIII.3.2.Choix du type de fondation :	171
VIII.3.3.Caractéristiques géotechniques :	171
VIII.3.4. Détermination des sollicitations :	171
VIII.4.Calcul des longrines :	177
VIII.4.1.Prédimensionnement :	177
VIII.4.2.Ferraillages longitudinaux :	177
VIII.5.Le fût :	180
VIII.5.1.Calcul du ferraillage :	180
VIII.5. conclusion :	180
Conclusion générale	181
Bibliographie	182
Annexes	i
Annexe A	ii
Annexe B	v
Annexe C	viii
Annexe D	xiii
Annexe E	xv
Annexe F	xvi
Annexe G	xix

Introduction générale

Les technologies des bâtiments industriels peuvent être étendues à un large éventail de types de bâtiments, dont les installations sportives et de loisirs, les supermarchés ou encore les halles industrielles, sujet de notre étude.

En effet, ce genre de bâtiments industriels est composé d'une ossature en portiques et des revêtements métalliques de tous types. La technique permet de créer de grands volumes ouverts, efficaces, faciles à entretenir et adaptables en fonction des évolutions de la demande. Cependant, les fonctionnalités ainsi que la qualité architecturale des constructions industrielles sont influencées par de nombreux facteurs tels que l'implantation, la polyvalence et la qualité souhaitée pour le bâtiment, ce qui rend l'ingénieur-concepteur face à de nombreuses possibilités de configurations pour mettre en œuvre les idées architecturales tout en répondant aux exigences fonctionnelles mais aussi économiques. Dans ce sens, l'acier se présente comme un matériau à usage fonctionnel à la fois agréable et flexible. Ce matériau est donc choisi pour des raisons économiques, mais également pour d'autres raisons telles que la qualité architecturale et le respect de l'environnement.

De plus, l'utilisation de l'acier dans les bâtiments industriels est soumise à des règles, dont le dimensionnement qui permet d'assurer la résistance de l'ouvrage tout en optimisant l'utilisation du matériau.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous allons nous intéresser aux dimensionnements dans les halles industrielles à travers un cas d'étude. Pour ce faire, ce travail est composé de huit chapitres, dans les contenus vont être organisés comme suit :

- Le premier chapitre contient une généralité sur les halles métalliques et présente la localisation et les données géométriques de l'ouvrage.
En plus, il donne un aperçu sur les règlements de calcul et de dimensionnement et aussi les matériaux de construction utilisés
- Dans le deuxième chapitre, on présente les principes et la procédure pour la détermination des différentes charges (permanentes, d'exploitation et climatiques) selon les documents techniques réglementaires
- Le troisième chapitre consiste à dimensionner le pont roulant ainsi que ces caractéristiques.
- Le quatrième chapitre est dédié au prédimensionnement des éléments secondaires

- Le cinquième chapitre représente l'étude sismique effectuée à l'aide d'un logiciel ROBOT qui nous a permis d'analyser notre structure
- Le sixième chapitre concerne le dimensionnement des éléments structuraux (traverses, sablières, poteaux, palées de stabilités et les contreventements)
- Le septième chapitre, traite l'étude des assemblages afin d'assurer la continuité et la bonne transmission des sollicitations dans la structure à dimensionner, (poteau-traverse, traverse –traverse, diagonale de palé de stabilité, poteau-console de la poutre de roulement, panne-traverse.)
- Dans le huitième chapitre, on à étudier les modes d'appuis de la super-structure (pieds de poteau, pieds de potelet) ainsi que la partie infrastructure béton armé (Semelles, longrines et fût).

Enfin ce mémoire se termine par une conclusion générale qui synthétise des principaux résultats de tout ce qui a été obtenu .L'ensemble des documents de références réglementaires utilisés dans les différents chapitres sont présentés en annexes pour apporter plus de détails et d'explication .

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction:

Notre projet de fin d'étude consiste à dimensionner une halle industrielle réalisée en charpente métallique avec pont roulant.

Le projet est implanté à Ifri «Tizi», commune « Ain Fezza » dans la wilaya de Tlemcen. La présente halle est constituée de deux versants destinés à l'emballage, conditionnement et stockage des aliments de bétails.

Dans ce chapitre, il sera question de présenter le site du projet, ses données géométriques et climatiques.



Figure I.1. Situation du projet
Source : Google Earth 2019



Figure I.2. Accès mécanique et la limite du terrain
Source : Google Earth 2019

I .2.Présentation du projet :

La halle industrielle se situe dans une zone à faible sismicité (Zone.I) selon le règlement parasismique algérien 99 / version 2003, sur une altitude de 842 m (Zone de neige: Zone A et de vent : Zone II).

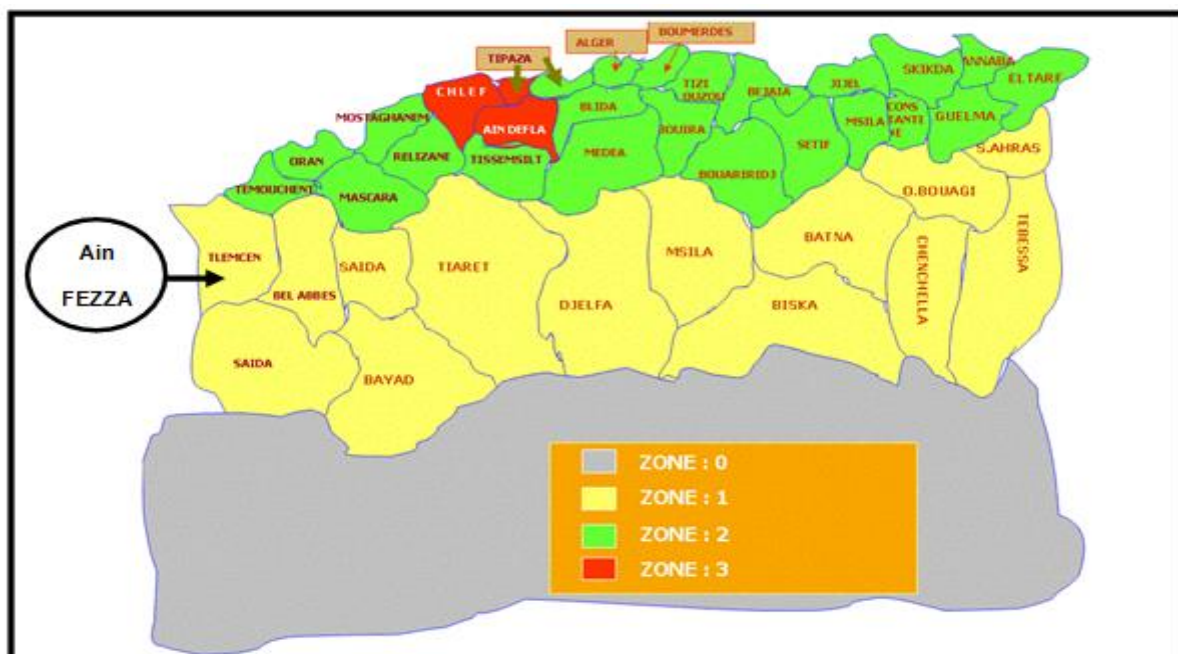


Figure I.3. Zone sismique du projet
Source : structureparasismic¹

¹ : <http://www.structureparasismic.com/MaMaisonParasismique.html>

Elle est implantée dans un terrain plat de forme rectangulaire qui s'étale sur une superficie de 720 m² répartie comme suit:

- Longueur: 60m
- Largeur: 12m
- Hauteur totale H (toiture): 6,72 m
- Hauteur h (paroi vertical) : 6m



Figure I.4. Morphologie du terrain
Source : Google Earth 2019

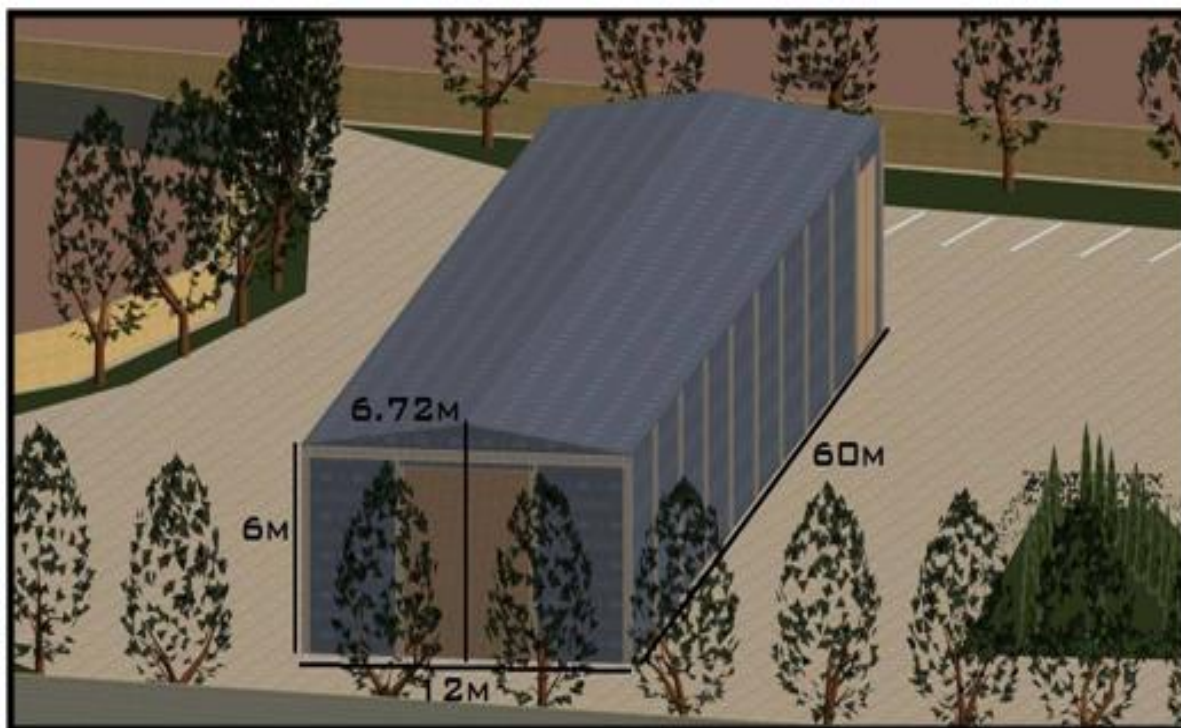


Figure I.5. Vue en 3D de la structure



Figure I.6. Façade pignon 1



Figure I.7. Façade pignon 2



Figure I.8. Façade long-pan 1

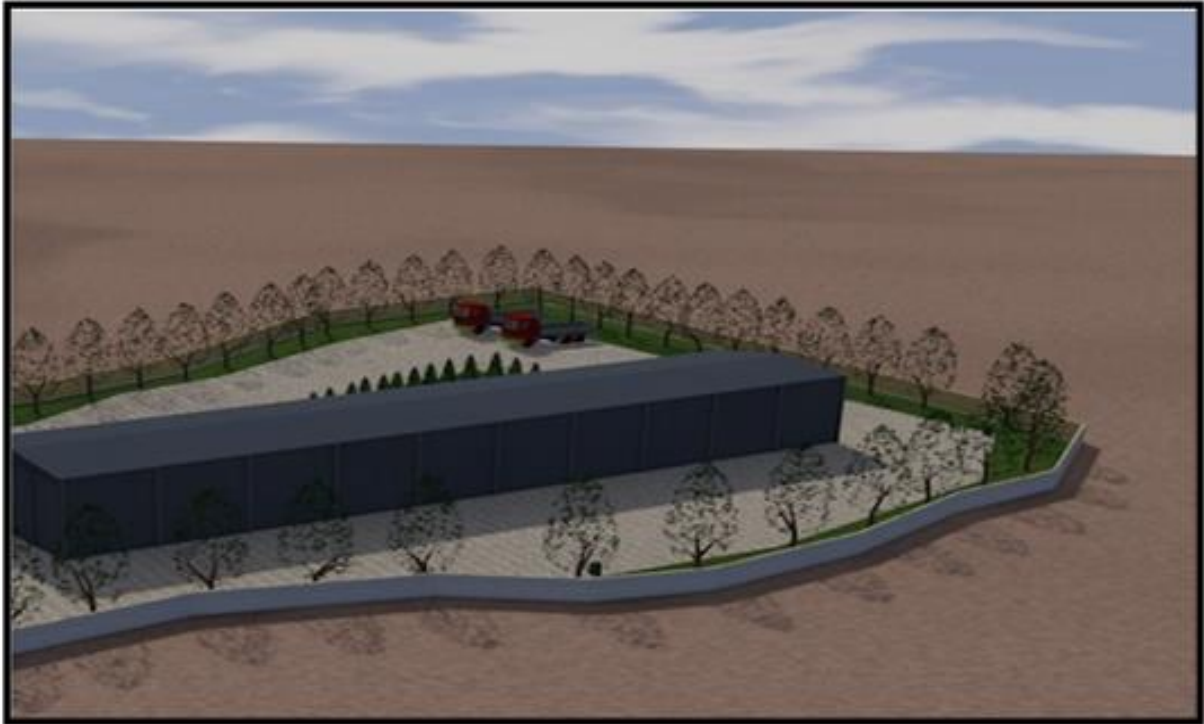


Figure I.9. Façade long-pan 2

I .3.Méthodes et outils du travail :

Pour l'étude du dimensionnement de la halle industrielle, nous avons fait appel à des méthodes et outils qui comportent les différents documents techniques réglementaires, les paramètres des matériaux utilisés, la modélisation et les modes d'assemblage. Cette étude servira à un dimensionnement moins coûteux sur le plan économique et résistant sur le plan structurel.

I.3.1. Documents Techniques Réglementaires:

La présente étude s'est basée sur un ensemble de règlements nécessaires à la réalisation d'une halle industrielle :

- *RNV-V2013*
- *RPA99-V2003*
- *CCM97*
- *CBA 93*
- *DTR BC 2 .2*
- *CTICM*

Règlement	Définition	Objectif
RNV-V2013	<i>Règles définissant les effets de la neige et le vent</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Fournir une codification du dimensionnement par calcul et vérifications des structures des bâtiments à ossatures métalliques.
RPA99-V2003	<i>Règles parasismique Algérienne version 2003</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets dûe à l'action sismique par conception et dimensionnement appropriés.
CCM97	<i>Règles de Conception et calcul des structures en acier</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Codification du dimensionnement ; • Définition des exigences relatives à la résistance mécanique à l'aptitude au service et à la durabilité des structures
CBA93	<i>Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Calcul des ouvrages et constructions en béton armé
DTR BC 2 .2	<i>Charges permanentes et charges d'exploitation</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Traiter les charges permanentes et charges d'exploitation des bâtiments, leur mode d'évaluation.
CTICM	<i>Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulements des ponts roulants</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Etude de chemins de roulements destinés à des ponts roulants utilisés dans les usines, ateliers, magasins, entrepôts, etc.

Tableau I.1. Documents techniques réglementaires utilisés
Source : auteurs

I.3.2. Les paramètres des matériaux:

Les halles industrielles sont réalisées généralement en structures métalliques qui doivent répondre à une normalisation rigoureuse.

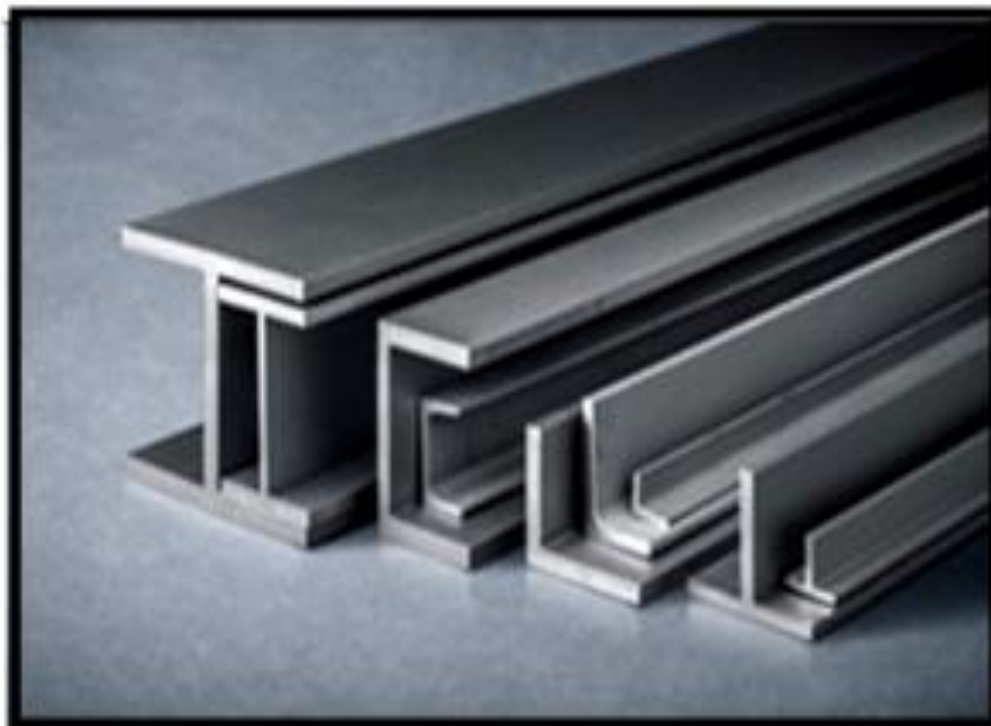
I.3.2.1. L'acier :

Dans le monde de la construction métallique, l'acier joue un rôle important. La normalisation de ce dernier permet de spécifier sa limite d'élasticité f_y , sa résistance à la rupture f_u ainsi que l'allongement à la rupture ξ .

Le choix de la nuance des aciers dépend des facteurs techniques et économiques.

De ce fait, notre choix s'est porté sur la nuance Fe360 pour la superstructure qui présente les caractéristiques suivantes :

- Limite élastique : $f_y = 235$ MPa
- Résistance à la traction $f_u = 360$ MPa
- Masse volumique : $\rho = 7850$ Kg/m³
- Module d'élasticité longitudinale $E = 210000$ MPa
- Module d'élasticité transversale $G = 84000$ MPa



*Figure I.10. Profils métalliques pour superstructure
Source : Montanstahl²*

² <https://www.montanstahl.com/fr/produits/profils-marchands-et-barres-polies-en-acier-inoxydable/>

L'acier utilisé pour l'infrastructure en l'occurrence des armatures longitudinales et transversales est un acier de haute adhérence HA de nuance Fe 400 dont les caractéristiques sont les suivantes :

- La limite d'élasticité $f_e=400$ MPa
- Le coefficient de sécurité pour les situations courantes $\gamma_s = 1,15$
- La contrainte admissible à l'ELU $f_{sc} = f_e / \gamma_s = 348$ MPa



Figure I.11. Acier infrastructure
Source : GLEITZ Gaetan³

³ http://imagesdubtp.iutrs.unistra.fr/index.php?/tags/6414-fondation_semelle_isolee

I.3.2.2. Le béton armé :

Le béton armé a été utilisé uniquement pour l'infrastructure. Ce dernier est en ciment de type CPA dosé à 350Kg/m^3 de caractéristiques mécaniques suivantes :

- Béton utilisé est dosé à 350 Kg/m^3
- Béton de propreté est dosé à 150 Kg/m^3
- Poids volumique : $\rho = 2500\text{ Kg/ m}^3$
- Module d'élasticité : $E = 32000\text{ MPa}$
- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25\text{ MPa}$
- La résistance à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1\text{ MPa}$

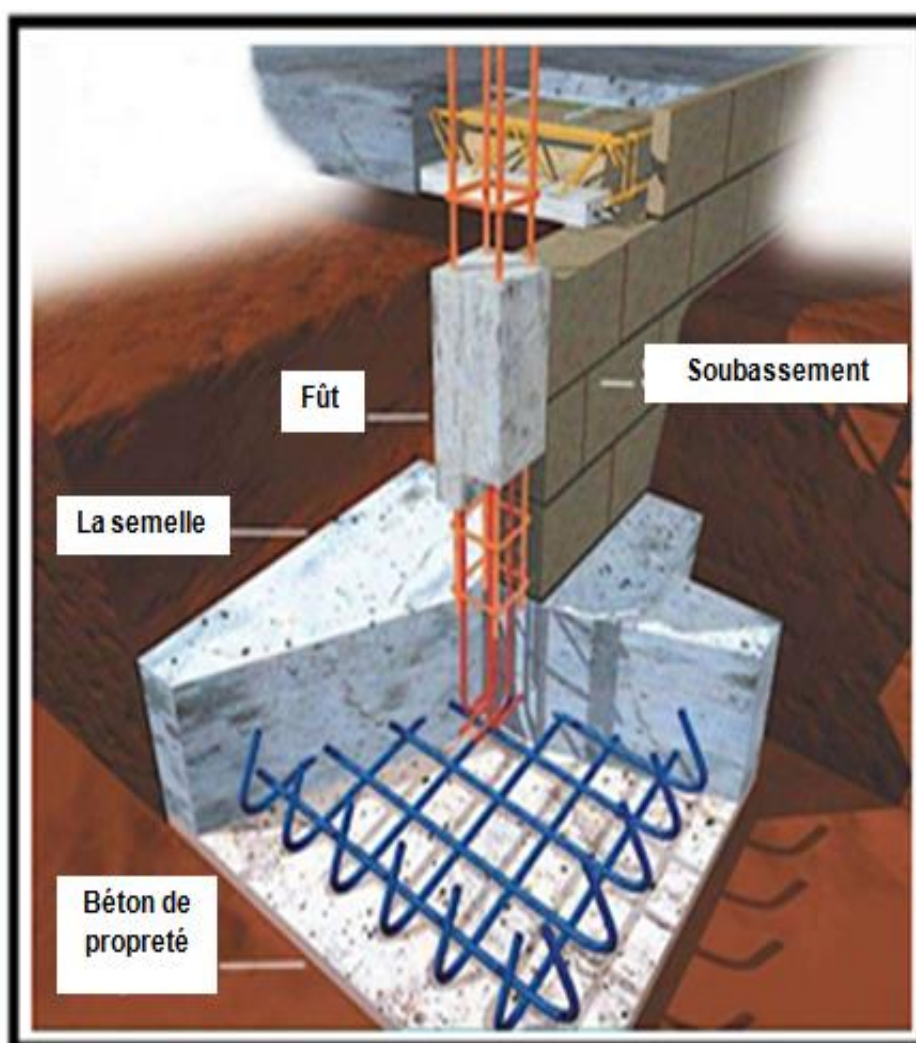


Figure I.12.Élément d'infrastructure en béton armé
Source : futura-sciences⁴

⁴ <https://www.futura-sciences.com/maison/questions-reponses/batiment-sont-principaux-types-fondations-maison-9962/>

I.3.2.3. Le panneau sandwich:

Le panneau sandwich est un panneau composé de trois différentes couches :

- Une sous-face décorative
- Une couche d'isolation
- Un parement hydrofuge

Il existe un certain nombre de panneaux sandwich pour toiture : certains ont un parement en tôle, d'autres forment des toitures en bois. De même, l'isolant utilisé dans un panneau sandwich peut différer. Quel que soit le modèle, le panneau sandwich fait à la fois office de revêtement de toiture et d'isolant de combles.

Pour notre projet le choix s'est porté sur deux types de panneaux sandwich. Le premier est réservé à la toiture et il est de type **(TL75)** constitué en monobloc, formé par deux parements métalliques en tôle, isolant de manière durable et étanche, un noyau de mousse polyuréthane, de portance élevée et d'une grande rigidité, allie une grande résistance au feu à l'esthétique. Le deuxième est prévu pour les parois de bardage et il est de type **(LL40)** pour une meilleure isolation thermique.

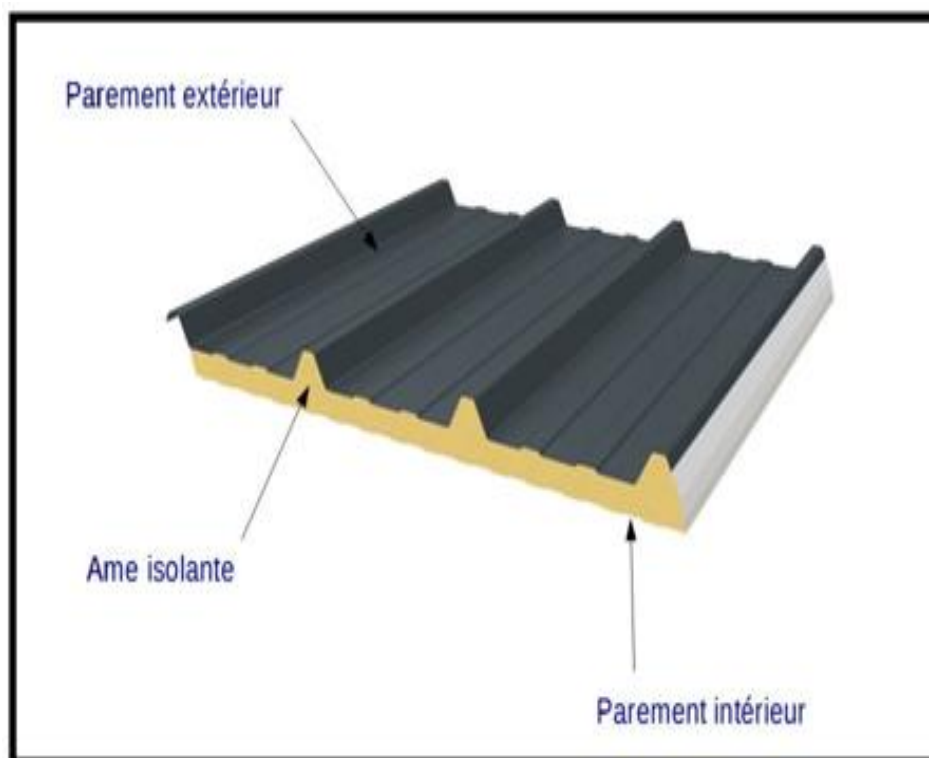


Figure I.13. Composants du panneau sandwich (TL75)
Source : plantureux ⁵

⁵<https://www.couverture-plantureux.fr/panneaux-sandwich-en-acier/>

I.3.3.La modélisation :

Un système constructif nécessite une bonne combinaison de ses composantes. C'est d'ailleurs une tâche importante pour l'ingénieur qui doit assurer la réalisation d'un projet homogène et résistant à la fois. De ce fait, il fait appel à la modélisation qui est un outil permettant la représentation d'un certain nombre de données de la réalité afin de les résumer sous forme condensée aisément manipulable.

En effet, le présent travail a interrogé dans un premier temps, la modélisation en utilisant le **logiciel Autodesk Robot structural analysis**.

L'objectif est de :

- Prédire le comportement du système constructif d'une halle industrielle pour différentes conditions de fonctionnement (charges climatiques et sismiques), c'est-à-dire l'analyse de son comportement face aux actions possibles et en tirer des informations significatives utiles pour la conception et l'amélioration de ce système constructif.
- Elaborer des lignes directrices à suivre pour le dimensionnement, les types d'assemblage et l'étude sismique du système constructif de cette halle industrielle.

Le système **ROBOT** regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement). Les modules fonctionnent dans le même environnement.

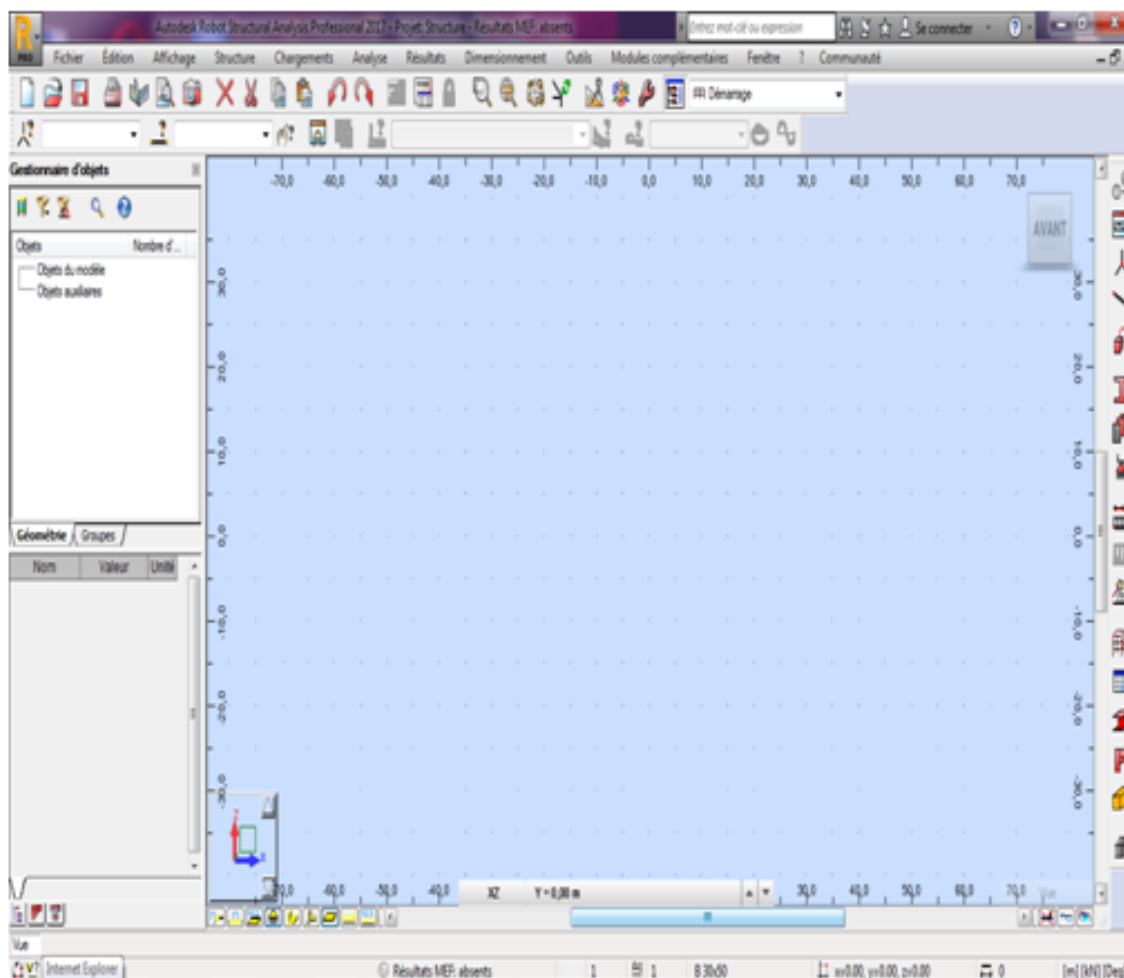


Figure I.14. Interface Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017
Source : auteurs

I.3.4. Les modes d'assemblage :

Les assemblages ont pour rôle de transmettre les efforts de traction, de compression et de cisaillement d'une pièce à l'autre. C'est pourquoi il est très important de les réussir afin d'éviter les ruptures aux niveaux des nœuds.

Les types d'assemblage adoptés dans ce projet sont les suivants :

I.3.4.1. Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.

Pour notre cas, on a utilisé les boulons de haute résistance (HR) pour les assemblages rigides des portiques auto stables. Ils comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.



Figure I.15. Assemblage par boulonnage
Source : DÉTOLLE Jacques⁶

I.3.4.2. Le soudage :

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.

⁶ http://imagesdubtp.iutrs.unistra.fr/picture.php?/4242/tags/6564-charpente_metallique

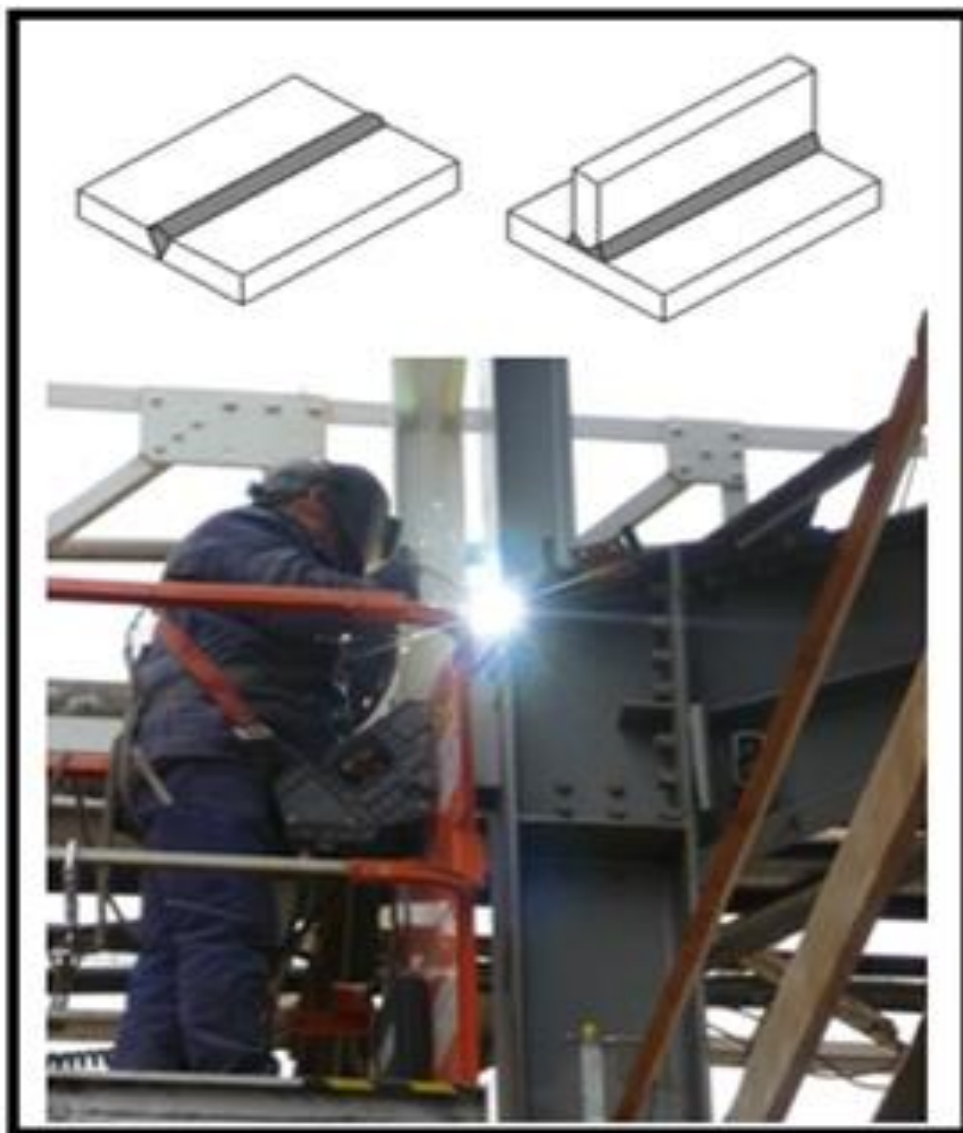


Figure I.16. Assemblage par soudage
Source : MITCalc⁷

I .4.Conclusion:

Dans ce chapitre on a fait une description de notre projet on présentant sa situation dans la commune de Ain Fezza , le site , la morphologie , la géométrie , les méthodes et outils de travail, les matériaux utilisés et ses paramètres, la modélisation et finalement les modes d'assemblages .

Et dans le chapitre qui suit concerne l'étude climatique de l'ouvrage.

⁷ <http://www.mitcalc.com/doc/welding/help/fr/welding.htm>

Chapitre II: Evaluation des charges et surcharges

II.1.Introduction :

Les ouvrages en construction métallique doivent résister à différentes actions verticales et horizontales, notamment le vent qui est souvent prépondérant dans ce cas. L'action du vent est supposée perpendiculaire aux surfaces exposées (parois verticales, toiture), elle est représentée soit comme une pression soit comme une force.

L'influence des effets du vent sur une construction métallique est couramment considérés comme non négligeable, par conséquent une étude bien précise doit être réalisée. La réglementation neige et vent (**RNV version 2013**), présente le document technique réglementaire (**DTR**) qui fournit les différentes étapes et les principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble des bâtiments et constructions.

II.2. Charges Permanentes :

Les charges permanentes « **G** » sont des charges qui sont constantes et stable dans le temps. Il s'agit du poids propre de la structure, ainsi l'équipement de l'ouvrage tel que (la couverture, les revêtements, etc.). Elles sont fournis dans les documents techniques **D.T.R-B.C-2.2** et par le fournisseur.

Toiture en panneau sandwich (**TL75**) $G = 14,2 [daN/m^2]$.

- Epaisseur totale 75mm
- Largeur de panneau 1000mm

Toiture en panneau sandwich (**LL40**) $G = 12,9 [daN/m^2]$.

- Epaisseur totale 40 mm
- Largeur 1000mm

II.3. Surcharges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire charges et surcharges d'exploitations (**D.T.R-B.C-2.2**).Elles conviennent aux mobiliers, aux matériaux, aux personnes et pour un mode normal d'occupation (équipements fixes).

II.3.1. Surcharges d'exploitation de la toiture :

Selon l'article (7.3.1) DTR BC 2.2 :

La toiture, sans accès autre que le nettoyage et l'entretien nécessaires, il existe des charges ponctuelles de **1kN** au **1/3** et **2/3** de la portée.

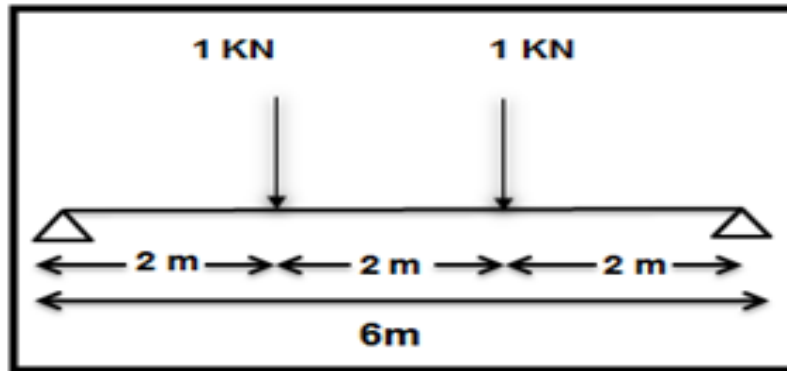


Figure II.1. Surcharges d'exploitation de la toiture sur la panne
Source : auteurs

II.4. Surcharges climatiques :

II.4.1. Neige :

Les surcharges de neige sont déterminées suivant la réglementation "Règlement Neige et Vent" –RNV2013- (D.T.R-B.C-2.47).

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

$$S = \mu \times s_k \quad \text{Art 3.1.1- RNV-V 2013}$$

Avec :

- S : Charge caractéristique de la neige par unité de surface en kN/m^2 ;
- μ : Coefficient de forme des toitures ;
- s_k : Charge de neige sur le sol en kN/m^2

II.4.1.1. Charge de neige sur le sol s_k :

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

Le projet se situe à **AIN FEZZA** dans la wilaya de **TLEMCEM**, classée en **zone A**.

L'altitude du site est à **H=842m**. La charge de la neige est :

Zone A:

$$S_k = \frac{0,07H+15}{100} \quad \text{Art 4 RNV-V2013}$$

$$S_k = \frac{0,07 \times 842 + 15}{100} = 0,7394 \text{ kN/m}^2$$

II.4.1.2. Coefficient de forme des toitures :

Les valeurs des coefficients μ données ci-après concernent les toitures de formes courantes.

Le coefficient de forme est donné par (le tableau 2 RNV-V2013).

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
Coefficient μ	0,8	$0,8 \left(\frac{60-\alpha}{30}\right)$	0,0

Tableau II.1. Coefficients de forme-toitures à deux versants.
Source : RNV-V2013

II.4.1.3. Surcharges de la neige S:

- Toiture à deux versants :

On a : $\alpha_1 = \alpha_2 = 6,84^\circ$ $0^\circ \leq (\alpha = 6,84^\circ) \leq 30^\circ$

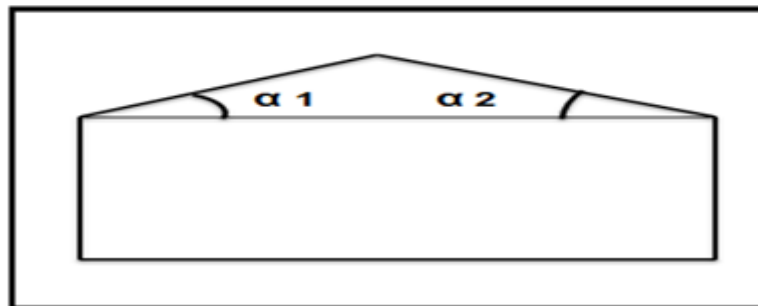


Figure II.2. Toiture à deux versants
Source : auteurs

$$\mu = \mu_1 = \mu_2 = 0,8$$

$$S = \mu \times S_k = 0,8 \times 0,739 = 0,592 \text{ KN /m}^2$$

II.4.2. Surcharges du vent :

Ain Fezza (Tlemcen) \longrightarrow Zone II \longrightarrow $v_{\text{réf}}$ (m/s) = 27 [m/s] \longrightarrow $q_{\text{réf}} = 435 \text{ [N/m}^2\text{]}$

(Voir Annexe A)

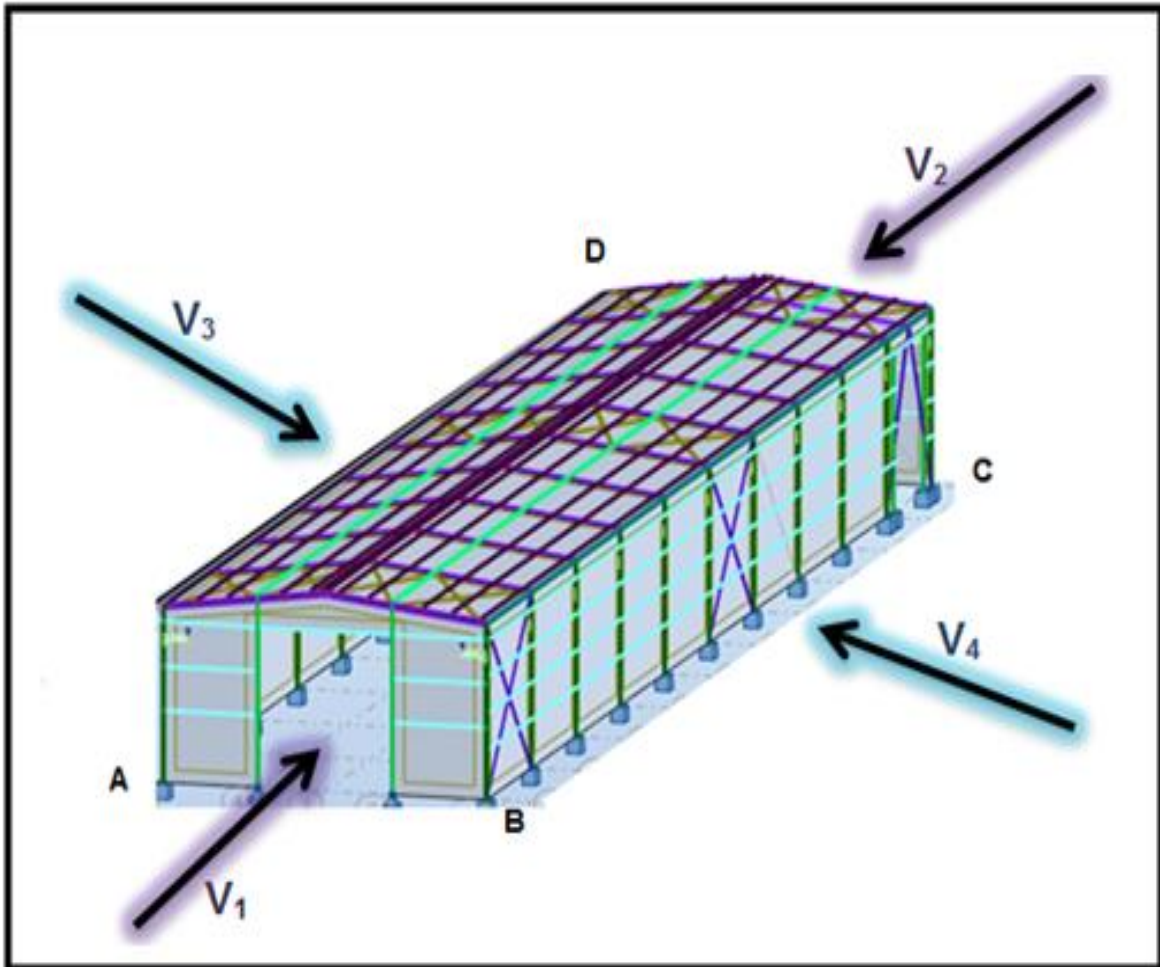


Figure II.3.L'action du vent sur la structure
Source : auteurs

- **V1** : Vent perpendiculaire à la façade(AB).
- **V2** : Vent perpendiculaire à la façade(DC).
- **V3** : Vent perpendiculaire à la façade(AD).
- **V4** : Vent perpendiculaire à la façade(BC).

Conformément à la réglementation "Règlement neige et vent" **RNV2013-(D.T.R-B.C-2.47)**, l'effet du vent par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$w_{(z_j)} = q_p(z_e) [c_{pe} - c_{pi}] [N/m^2] \quad \text{Art 2.5.2-RNV-V2013}$$

- Avec :
- q_p : Pression dynamique de pointe ;
- c_{pe} : Coefficient de pression extérieur ;
- c_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

II.4.2.1.Coefficient dynamique (C_d) :

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

On prend : $c_d = 1$

Art 3.1 – RNV-V2013

II.4.2.2.Coefficient de rugosité (c_r) :

Le coefficient de rugosité C_r traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$c_r(\mathbf{Z}) = \begin{cases} k_t \cdot \text{Ln} \left(\frac{z_{min}}{z_0} \right) & \text{pour } z < z_{min} \\ k_t \cdot \text{Ln} \left(\frac{z}{z_0} \right) & \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200\text{m} \end{cases} \quad \text{Art 2.4.4 – RNV-V2013}$$

Avec :

- **Catégories de terrain :**

Les catégories de terrain sont données ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

Catégorie de terrain	k_t	$z_0(m)$	$z_{min}(m)$	ϵ
<p style="text-align: center;">II</p> <p>Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.</p>	0,190	0,05	2	0,52

Tableau II.2 .Catégorie du terrain
Source : RNV-V2013

(Voir Annexe A)

$$c_r(6,72) = 0,190 \cdot \text{Ln} \left(\frac{6,72}{0,05} \right) = 0,931 \text{ (toiture)}$$

$$c_r(6) = 0,190 \cdot \text{Ln} \left(\frac{6}{0,05} \right) = 0,910 \text{ (paroi verticale)}$$

Les valeurs des C_r sont résumées dans le tableau suivant :

Niveau	$z_0(m)$	$z (m)$	Les formules	$c_r (z)$
Parois vertical	0,05	6	$z_{min} \leq z \leq 200m$	0,910
Toiture	0,05	0,72	$z_{min} \leq z \leq 200m$	0,931

Tableau II.3. Valeurs de coefficient de rugosité c_r
Source : RNV-V2013

II.4.2.3.Coefficient topographique (C_t) :

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

Site plat $\implies c_t(z)=1$ **Art 2.4.5 – RNV-V2013**

II.4.2.4.Intensité de turbulence (I_v) :

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

$$I_v = \begin{cases} \frac{1}{c_t(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{si } z > z_{min} \\ \frac{1}{c_t(z) \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} & \text{si } z \leq z_{min} \end{cases} \quad \text{Art 2.4.6 – RNV-V2013}$$

On a : $z > z_{min}$

$$I_v = \frac{1}{c_t(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{6,72}{0,05}\right)} = 0,204$$

II.4.2.5.Coefficient d'exposition (C_e) :

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

Remarque : lorsque le bâtiment est peu sensible aux excitations dynamiques.

$$C_e(z) = c_t^2 \cdot c_r^2 \cdot [1 + 7 \cdot I_v] \quad \text{Art 2.4.2 – RNV-V2013}$$

D'où :

- $c_r (z)$: est le coefficient de rugosité ;
- $c_t (z)$: est le coefficient topographique ;
- $I_v (z)$: est l'intensité de la turbulence ;
- $Z(m)$: est la hauteur considérée.

$$c_e(6,72) = 1^2 \times 0,931^2 \times [1 + 7 \times 0,204] = 3,10 \text{ (toiture)}$$

$$c_e(6) = 1^2 \times 0,910^2 \times [1 + 7 \times 0,204] = 3,01 \text{ (paroi verticale)}$$

Les valeurs des c_e sont résumées dans le tableau suivant :

Niveau X	$c_t(z)$	$c_r(z)$	$c_e(z)$
Parois verticales	1	0,910	3,01
Toiture	1	0,931	3,10

Tableau II.4. Valeurs de c_e
Source : auteurs

II.4.2.6. Calcul de la pression dynamique (q_{dyn}) ;

La pression dynamique est donnée par la formule suivante :

$$q_p(z_j) = q_{ref} \times c_e(z_j) \text{ [N/m}^2\text{]} \quad \text{Art 2.3.1- RNV-V2013}$$

Avec :

- q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone de vent.
- c_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (c_r), et du coefficient de topographie (c_t).

$$q_{ref} = 435 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

$$q_p(6,72) = 435 \times 3,10 = 1348,5 \text{ (toiture)}$$

$$q_p(6) = 435 \times 3,01 = 1309,35 \text{ (paroi verticale)}$$

Les valeurs des q_{dyn} sont résumées dans le tableau suivant :

Niveau	q_{ref} [N/m ²]	$c_e(z)$	q_{dyn} [N/m ²]
Parois verticale	435	3,01	1309,35
Toiture	435	3,10	1348,5

Tableau II.5. Les valeurs de la pression dynamique q_{dyn}
Source : auteurs

II.4.2.7. Coefficient de pression extérieure c_{pe} :

Les coefficients de pression extérieure c_{pe} des constructions de base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de $1m^2$ et $10m^2$, auxquelles correspondent les coefficients de pression noté respectivement $c_{pe},1$ et $c_{pe},10$. **Art 5.1.1.1 – RNV-V2013**

Avec

- **b** : La dimension perpendiculaire à la direction du vent.
- **d** : La dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

- $c_{pe} = c_{pe}.1$ *si $S \leq 1m^2$*
- $c_{pe} = c_{pe}.1 + (c_{pe}.10 - c_{pe}.1) \times \log_{10}(S)$ *si $1m^2 \leq S \leq 10m^2$*
- $c_{pe} = c_{pe}.10$ *si $S \geq 10m^2$*
- Notre cas c'est : $c_{pe} = c_{pe}.10$ *si $S=720m^2 > 10m^2$*

Art 5.1.1.2 – RNV-V2013

- **Vent sur long pan**
- **Pour les parois verticales :**

On utilise :

- **La figure 5.1** (RNV version2013) pour déterminer les différentes zones de pression.
- **Le tableau 5.1** (RNV version2013) pour tirer les valeurs des coefficients C_{pe}

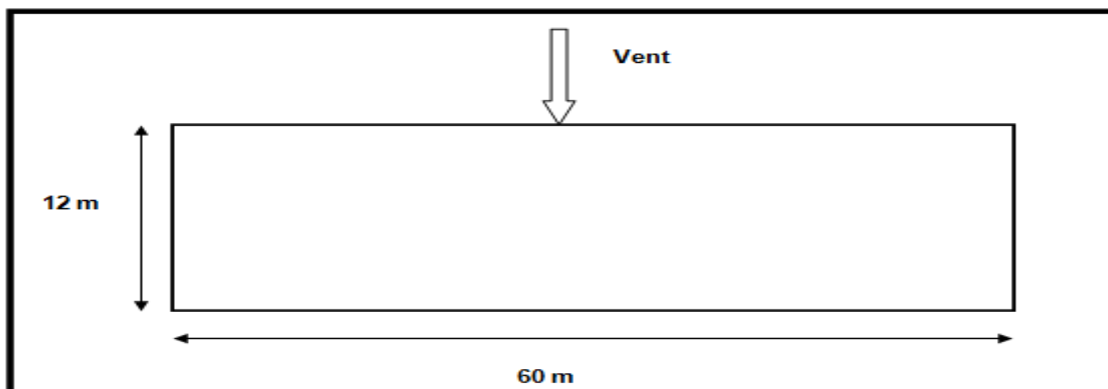


Figure II.4. Vent sur long pan
Source : auteurs

$$b = 60\text{m} \quad d = 12\text{m} \quad h = 6\text{m}$$

$$e = \min [b ; 2h] = \min [60 ; 2 \times 6] = 12\text{m}$$

$$e = 12\text{m}$$

Puisque : $d \leq e$ \Rightarrow A,B

$$A = \frac{e}{5} = \frac{12}{5} = 2,4\text{m}$$

$$B = d - \frac{e}{5} = 12 - \frac{12}{5} = 9,6\text{ m}$$

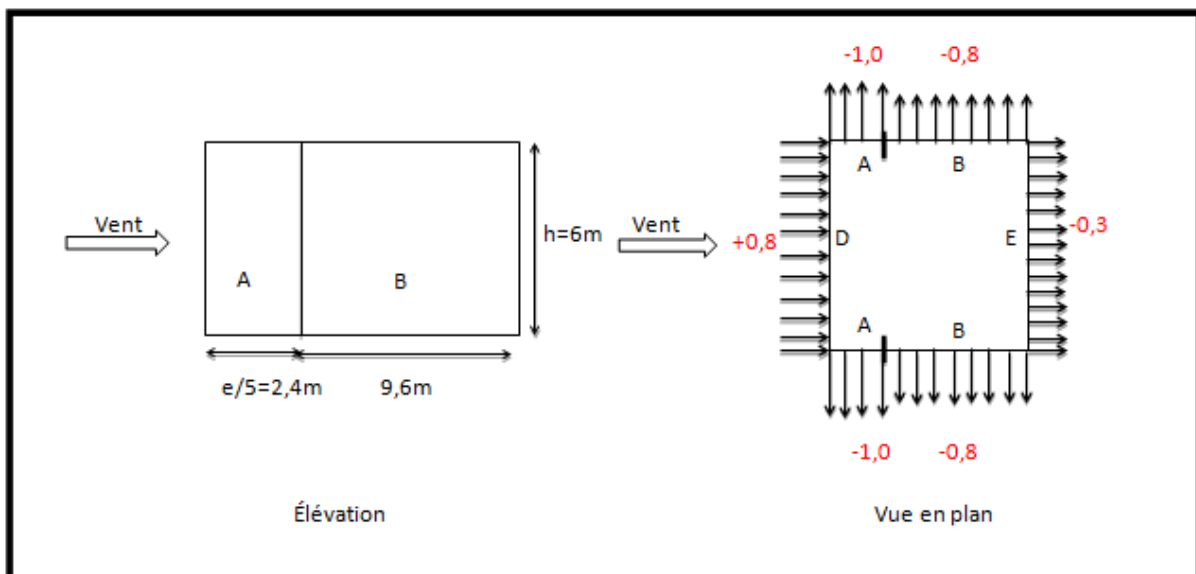


Figure II.5 . Vent sur long pan (paroi)
Source : auteurs

- Pour la toiture :

Pour $\theta = 0^\circ$, on utilise :

- La figure 5.4 (RNV version2013) pour déterminer les différentes zones de pression.
- Le tableau 5.4 (RNV version2013) pour tirer les valeurs des coefficients c_{pe}

$$e = \min [b ; 2h] = \min [60 ; 2 \times 6,72] = \min [60 ; 13,44]$$

$$e = 13,44\text{m}$$

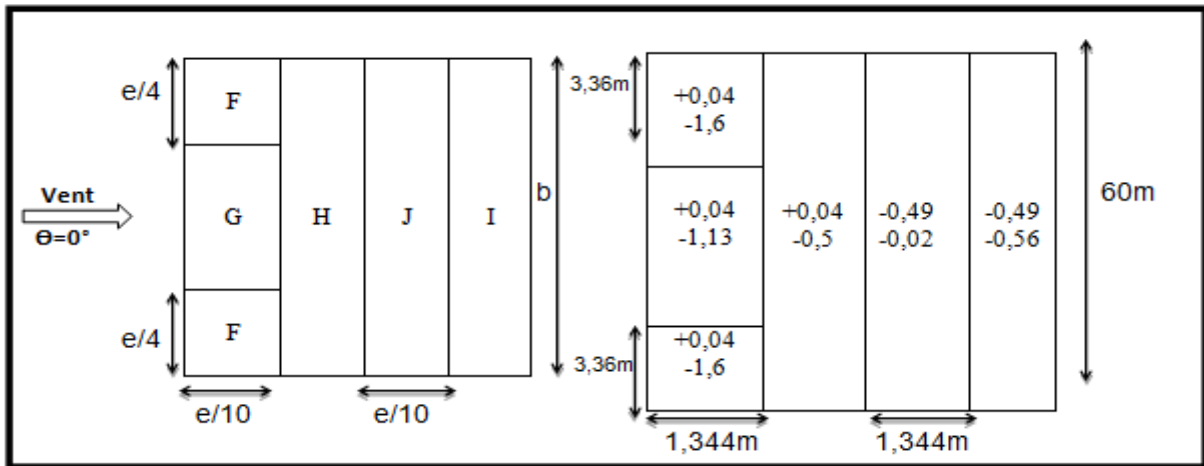


Figure II.6. Vent sur long pan (toiture)
Source : auteurs

- Vent sur pignon :

- Pour paroi verticale :

On utilise :

$$b = 12 \text{ m} \quad d = 60 \text{ m}$$

$$e = \min [b, 2h] = \min [12, 2 \times 6] = 12 \text{ m}$$

$$e = 12$$

Puisque : $d = 60 \text{ m} > e = 12 \text{ m} \implies$ on considère les zones A B C

$$A = \frac{e}{5} = \frac{12}{5} = 2,4 \text{ m}$$

$$B = e - A = 12 - 2,4 = 9,6 \text{ m}$$

$$C = d - e = 60 - 12 = 48 \text{ m}$$

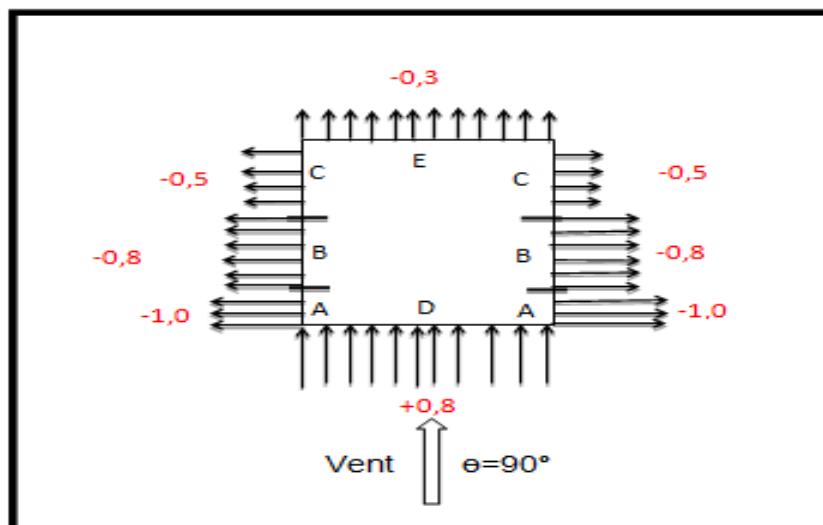


Figure II.7. Vent sur pignon (paroi)
Source : auteurs

- Pour toiture :

Pour $\theta = 90^\circ$, on utilise :

- La figure 5.4 (RNV version2013) pour déterminer les différentes zones de pression.
- Le tableau 5.4 (RNV version2013) pour tirer les valeurs des coefficients c_{pe}

$$e = \min [b; 2h] = \min [12; 2 \times 6,72] = \min [12; 13,44] \quad e = 12\text{m} \quad \text{avec } d = 60\text{m}$$

On utilise la formule d'interpolation pour trouver les valeurs de c_{pe} :

$$Y = \left(\frac{y_1 - y_2}{x_1 - x_2} \right) \times (x - x_2) + y_2$$

- Exemple de calcul :

$$Y = \left(\frac{-1,6 - (-1,3)}{5 - 15} \right) \times (6,84 - 15) + (-1,3)$$

$$Y = F = -1,5$$

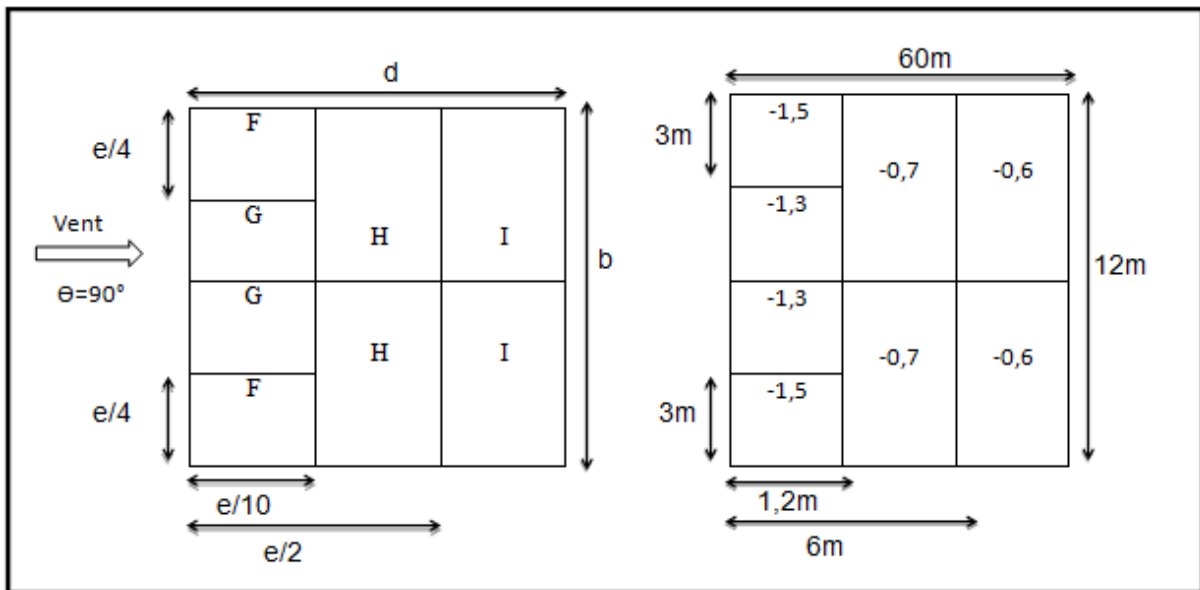


Figure II.8. Vent sur pignon (toiture)
Source : auteurs

II.4.2.8. Coefficient de pression intérieure c_{pi} :

Le coefficient de pression intérieure est déterminé à partir de la hauteur du bâtiment (h), sa profondeur (d) et l'indice de perméabilité (μ_p) .

Pour la valeur de c_{pi} on ne peut pas prendre $\begin{cases} c_{pi} = 0,75 \\ c_{pi} = 0,90 \end{cases}$ parce que la condition

des faces dominantes n'est pas vérifiée.

La condition : une face d'un bâtiment est considérée comme dominante lorsque l'aire des ouvertures dans la dite face est au moins égale à deux fois les ouvertures et des fuites d'air dans les autres faces du bâtiment.

Art 5.2.1.4 – RNV-V2013

Le cas étudié est sans face dominante :

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

Art 5.2.2.2 – RNV-V2013

Surface totale des ouvertures $\implies S_T = 49,17 \text{m}^2$

- **Ouverture Pignon** :

La porte : $h=5,5\text{m}$; $l=5\text{m}$

• Face **(AB)** : $S=21,67\text{m}^2$ (figure II.3)

$$\frac{h}{d} = \frac{6,72}{60} = 0,112$$

$$\mu_p = 0,44 \implies \begin{cases} \mu_p = 0,6 \\ c_{pi} = +0,08 \end{cases}$$

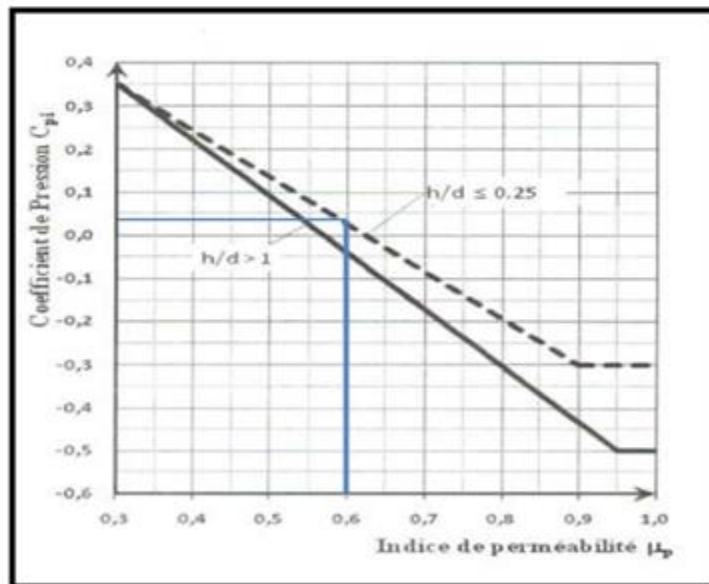


Figure II.9. Coefficient de pression intérieure C_{pi}
Source : RNV-V2013

- Face **(CD)** : $S=27,5\text{m}^2$ (figure II.3)

$$\frac{h}{d} = \frac{6,72}{60} = 0,112$$

$$\mu_p = 1 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_p = 1 \\ c_{pi} = 0 \end{cases}$$

- Ouverture long pan :

La porte : $h=5,26\text{m}$; $l=4,12\text{m}$

- Face **(BC)** : $S=27,5 \text{ m}^2$ (figure II.3)

$$\mu_p = 0,441 \quad \xrightarrow{\text{Par interpolation}} \quad c_{pi} = -0,23$$

$$\frac{h}{d} = \frac{6,72}{12} = 0,56$$

- Face **(AD)** : (figure II.3)

$$\frac{h}{d} = \frac{6,72}{12} = 0,56$$

$$\mu_p = 1 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_p = 1 \\ c_{pi} = 0 \end{cases}$$

Pour la face **(AD)** on a utilisé la même courbe de **RNV-V2013** (Figure II.10).

II. 4.2.9. Calcul de la charge du vent q_j :

Après avoir défini tous ces coefficients, on peut calculer la pression due au vent :

$$w_{(z_j)} = q_p(z_e) [c_{pe} - c_{pi}] [N/m^2]$$

• **Vent sur Pignon :**

- **Pour V1 :**

Parois verticales :

Zone	c_d	q_p	c_{pe}	c_{pi}	q_j (N/m ²)
A	1	1309,35	-1,0	+0,08	-908,69
B	1	1309,35	-0,8	+0,08	-731,39
C	1	1309,35	-0,5	+0,08	-465,43
D	1	1309,35	+0,8	+0,08	+687,06
E	1	1309,35	-0,3	+0,08	-288,12

Tableau II.6. Valeurs des charges du vent (V1) pour parois verticales

Source : auteurs

Toiture :

Zone	c_d	q_p	c_{pe}	c_{pi}	q_j (N/m ²)
F	1	1348,5	-1,5	+0,08	-1396,41
G	1	1348,5	-1,3	+0,08	-1213,28
H	1	1348,5	-0,7	+0,08	-663,87
I	1	1348,5	-0,6	+0,08	-572,3

Tableau II.7. Valeurs des charges du vent (V1) pour toiture

Source : auteurs

- Pour V2 :

Parois verticales :

Zone	c_d	q_p	c_{pe}	c_{pi}	q_j (N/m ²)
A	1	1309,35	-1,0	0	-1196,82
B	1	1309,35	-0,8	0	-1019,51
C	1	1309,35	-0,5	0	-753,55
D	1	1309,35	+0,8	0	+398,94
E	1	1309,35	-0,3	0	-576,24

Tableau II.8. Valeurs des charges du vent (V2) pour parois verticales

Source : auteurs

Toiture :

Zone	c_d	q_p	c_{pe}	c_{pi}	q_j (N/m ²)
F	1	1348,5	-1,5	0	-1694
G	1	1348,5	-1,3	0	-1511
H	1	1348,5	-0,7	0	-961
I	1	1348,5	-0,6	0	-870

Tableau II.9. Valeurs des charges du vent (V2) pour toiture

Source : auteur

• Vent sur long pan :

- Pour V3 :

Parois verticales :

Zone	c_d	q_p	c_{pe}	c_{pi}	q_j (N/m ²)
A	1	1309,35	-1,0	-0,23	-549,65
B	1	1309,35	-0,8	-0,23	-372,34
D	1	1309,35	+0,8	-0,23	+1046,11
E	1	1309,35	-0,3	-0,23	+70,92

Tableau II.10. Valeurs des charges du vent (V3) pour parois verticales

Source : auteurs

Toiture :

Zone	c_d	q_p	c_{pe}	c_{pi}	q_j (N/m ²)
F	1	1348,5	-1,6	-0,23	-1117,12
			+0,04		+384,58
G	1	1348,5	-1,13	-0,23	-686,75
			+0,04		+384,58
H	1	1348,5	-0,5	-0,23	-109,88
			+0,04		+384,58
J	1	1348,5	-0,02	-0,23	+329,64
			-0,49		-100,72
I	1	1348,5	-0,56	-0,23	-164,82
			-0,49		-100,72

Tableau II.11. Valeurs des charges du vent (V3) pour toiture

Source : auteurs

- Pour V4 :

Parois verticales :

Zone	c_d	q_p	c_{pe}	c_{pi}	q_j (N/m ²)
A	1	1309,35	-1,0	0	-1196,82
B	1	1309,35	-0,8	0	-1019,51
D	1	1309,35	+0,8	0	+398,94
E	1	1309,35	-0,3	0	-576,24

Tableau II.12. Valeurs des charges du vent (V4) pour parois verticales

Source : auteurs

Toiture :

Zone	c_d	q_p	c_{pe}	c_{pi}	q_j (N/m ²)
F	1	1348,5	-1,6	0	-1785,56
			+0,04		-283,86
G	1	1348,5	-1,13	0	-1355,19
			+0,04		-283,86
H	1	1348,5	-0,5	0	-778,32
			+0,04		-283,86
J	1	1348,5	-0,02	0	-338,80
			-0,49		-769,16
I	1	1348,5	-0,56	0	-833,26
			-0,49		-769,16

Tableau II.13. Valeurs des charges du vent (V4) pour toiture

Source : auteurs

II.4.2.10. Calcul de la force de frottement :

Les effets de frottements du vent sur les surfaces peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèle (**//**) au vent est inférieure (<) ou égale(=) à 4fois l'aire totale de toutes les surfaces perpendiculaires (**⊥**) au vent.

- **Vent sur long pan :**

- Pour V3, V4 :

$$S1 + S2 \leq 4 \times (S3 + S4)$$

$$[(6 \times 12) + \left(\frac{0,72}{2} \times 6\right) \times 2] \times 2 \leq 4 \times (60 \times 6,72 \times 2)$$

$$152,64 \text{ m}^2 < 3225,6 \text{ m}^2$$

Condition vérifiée

Puisque les conditions sont vérifiées donc les effets de frottement du vent sont négligés.

- **Vent sur pignon :**

- Pour V1, V2 :

$$S3 + S4 \leq 4 \times (S1 + S2)$$

$$60 \times 6 \times 2 \leq 4 \times [(6 \times 12) + \left(\frac{0,72}{2} \times 6\right) \times 2] \times 2$$

$$720 \text{ m}^2 > 610,56 \text{ m}^2$$

Condition non vérifiée

Donc on ne doit pas négligé l'effet de frottement cas de vent perpendiculaire aux pignons

Selon **L'article 2.6.2 – RNV-V2013** la force de frottement F_{fr} est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_p(z_e) \times c_{fr,j} \times A_{fr,j})$$

Avec :

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

Où :

- z_e : Sont respectivement les hauteurs de références des pressions extérieures et intérieures
- $q_p\left(\frac{n}{m}\right)$: la pression dynamique de pointe
- $A_{fr,j}(\text{m}^2)$: L'aire de la surface élémentaire (**chapitre.2.tableau 2.9**)

$$A_{fr,j} = d \times h_j$$
- $c_{fr,j}$: Le coefficient de frottement pour élément de surface j ($c_{fr,j}=0,01$)

• **Aire de frottement :**

L'aire de frottement A_{fr} doit être déterminée comme indiqué dans **le tableau 2.9 Art 2.4.6 – RNV-V2013**

- **Pour V1 et V2 :**

- Paroi verticale :

$$A_{fr,j} = d \times h_j \quad \text{ou} \quad A_{fr} = d \times h$$

(Voir Annexe A)

Avec :

- **d [en m]** : Désigne la dimension de la construction parallèle au vent.

$$A_{fr} = 6 \times 60 \times 2 = 720 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 1309,35 \times 0,01 \times 720 = 9427,32 \text{ N}$$

- Toiture :

$$A_{fr} = (\text{longueur ABC du développé}) \times d \quad \text{(Voir Annexe A)}$$

$$A_{fr,j} = 60 \times 6,04 \times 2 = 724,8 \text{ m}^2$$

$$F_{fr} = 1348,5 \times 0,01 \times 724,8 = 9773,93 \text{ N}$$

II.5. Conclusion :

Après tous les calculs des actions agissantes sur notre structure, on peut remarquer qu'elles sont très considérables à prendre en compte avec les charges et les surcharges.

En comparant les charges dûes au vent et les frottements qu'elles provoquent, on remarque que les forces de frottement sur la structure ne sont vraiment pas négligeables.

Chapitre III : Etude du pont roulant

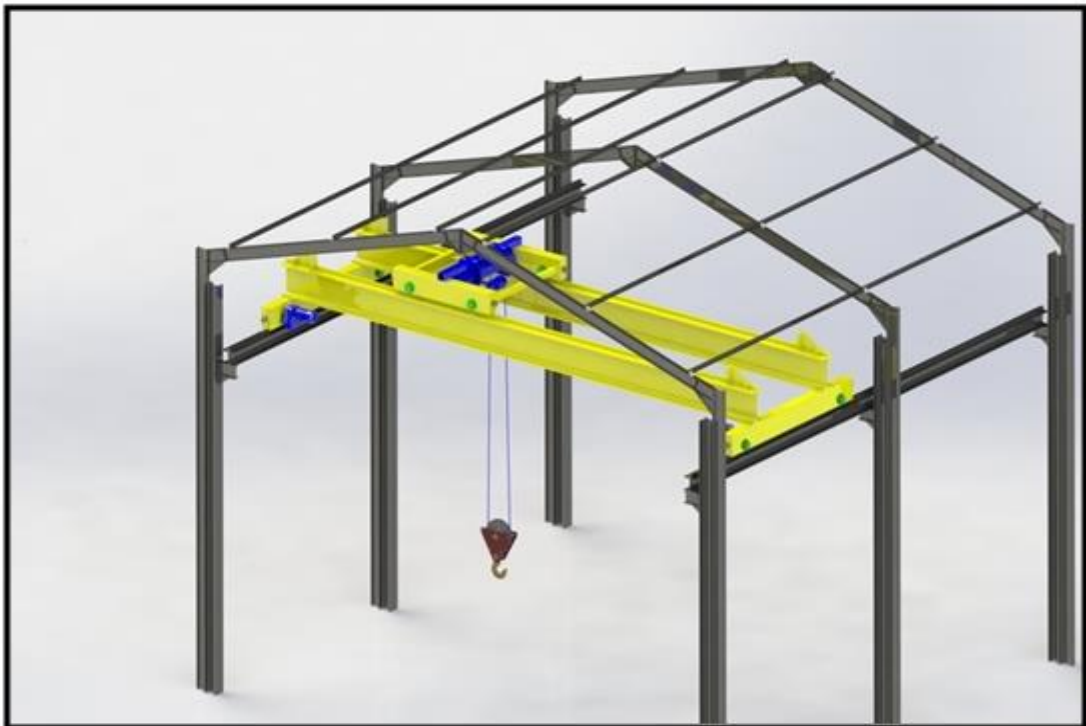
III.1. Introduction :

La manutention d'objets lourds dans une halle industrielle nécessite souvent l'utilisation d'engins spéciaux dits engins de levage, parmi les plus courants il y a les ponts roulants bipoutres.

L'objectif de ce chapitre est de définir le pont roulant et ces caractéristiques pour garantir une fonctionnalité parfaite lors du déplacement longitudinal du pont en prenant compte des charges qu'il soulève.

III.2. Ponts roulants :

Le pont roulant est un appareil de levage mobile circulant sur une voie de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace, transversalement à la voie principale, un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge. Si le pont est constitué d'une seule poutre, on parle de pont roulant mono poutre si non on parle d'un pont bipoutre.



*Figure III.1. Pont roulant
Source : civilmania¹*

III.2.1. Différents types de ponts roulants :

Un pont roulant peut être du type mono-poutre, bipoutre ou multi-poutre et peut avoir diverses configurations.

¹ <https://www.civilmania.com/topic/23328-exemple-de-calcul-dun-pont-roulant-selon-ec1-et-ec3/>

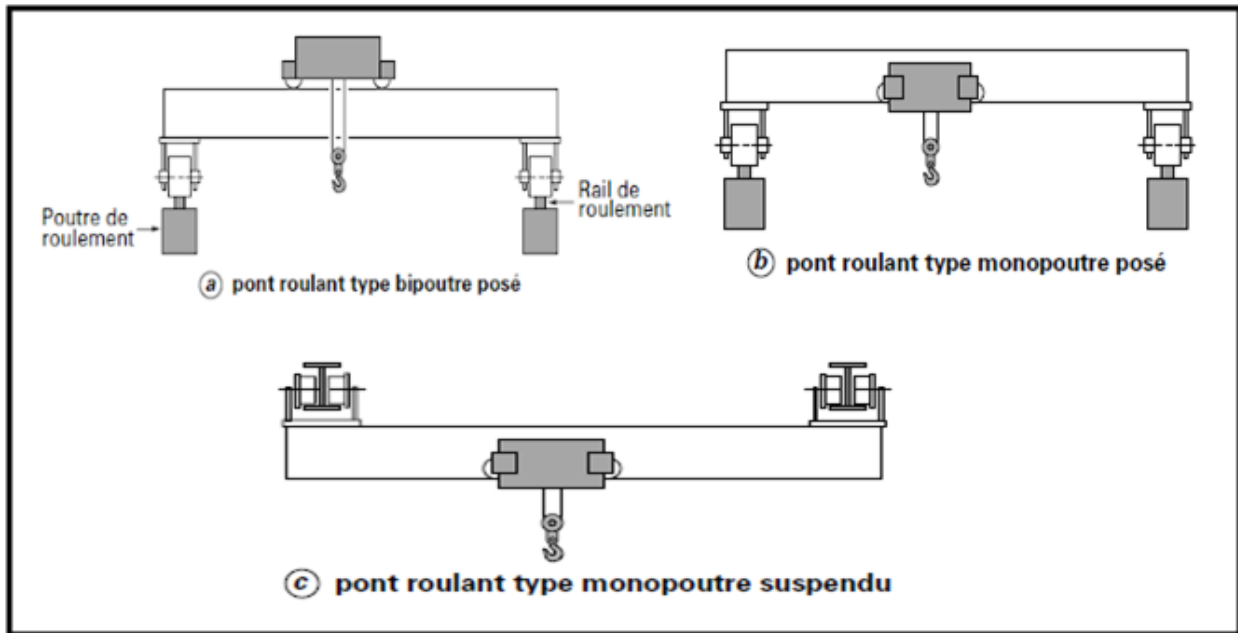


Figure III.2. Différents types de ponts
Source : Techniques de l'ingénieur ²

III.2.2. Eléments constitutifs du pont roulant :

- **Ossature :**

C'est l'ensemble de charpente il contient les éléments suivants : Poutres principales (passerelle plus garde corps) et Sommier.

- **Chariot :**

C'est l'ensemble auquel est suspendu le mécanisme de préhension, il contient les éléments suivants : Galet de roulement ; Tambour ; Moteur de levage ; Moteur de direction ; Moufle.

- **Chemin de roulement :**

Le chemin ou la voie de roulement est la structure porteuse de l'engin de levage, constituée d'une ou deux poutres de roulement et ses supports.

Il est supporte par une console qui sollicitée par les efforts suivant :

- Le poids propre de la poutre de roulement et du rail ;
- Les actions verticales et horizontales des galets du pont roulant ;
- Le poids propre de la console elle-même.

- **La poutre de roulement :**

La poutre de roulement est l'élément porteur longitudinal de la voie (profilé laminé, poutre composée à âme pleine, poutre treillis), les poutres

² : Techniques de l'ingénieur ; AG2 / AG7010 et AG2 / AG7020 (Appareils de levage et Appareils de manutention).

de roulement sont des poutres simples ou continues. Leurs appuis sont constitués par corbeaux fixés sur les montants de cadres de halle.

III.2.3. Différents mouvements possibles :

- **Mouvement de levage :**

Mouvement vertical du crochet ou des accessoires de levage (avec ou sans charge) selon l'axe **(OY)**.

- **Mouvement de direction :**

Déplacement du chariot par rapport à l'ossature du pont selon l'axe **(OX)**.

- **Mouvement de translation :**

Déplacement de l'ensemble, de l'appareil sur le chemin de roulement selon l'axe **(OZ)**.

- **Orientation :**

Rotation autour de l'axe **(Oy)**.

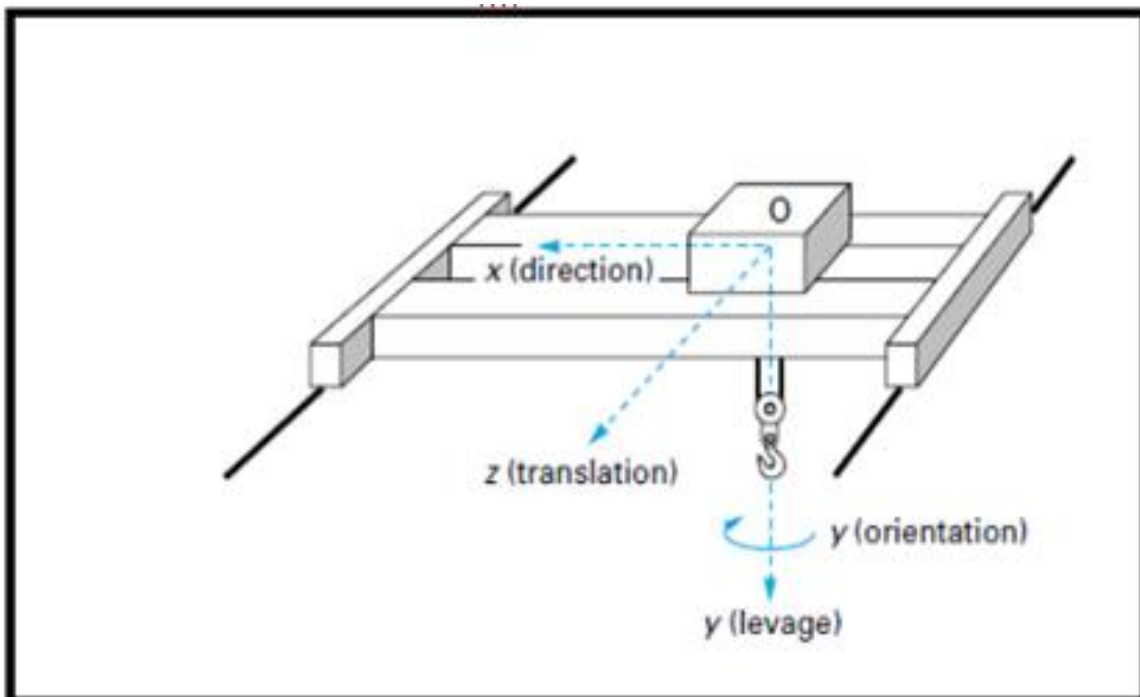


Figure III.3. Différents mouvements d'un pont roulant
 Source : *calcul-pratique-des hangars-industriels*³

³ <http://https-de-roulement/1-untros://sites.google.com/site/abcelearning02/syllabus/6---calcul-pratique-des-hangars-industriels/6-8-poutreduction?tmpl=%2Fsystem%2Fapp%2Ftemplates%2Fprint%2F&showPrintDialog=1>

III.2.4. Caractéristiques du pont roulant :

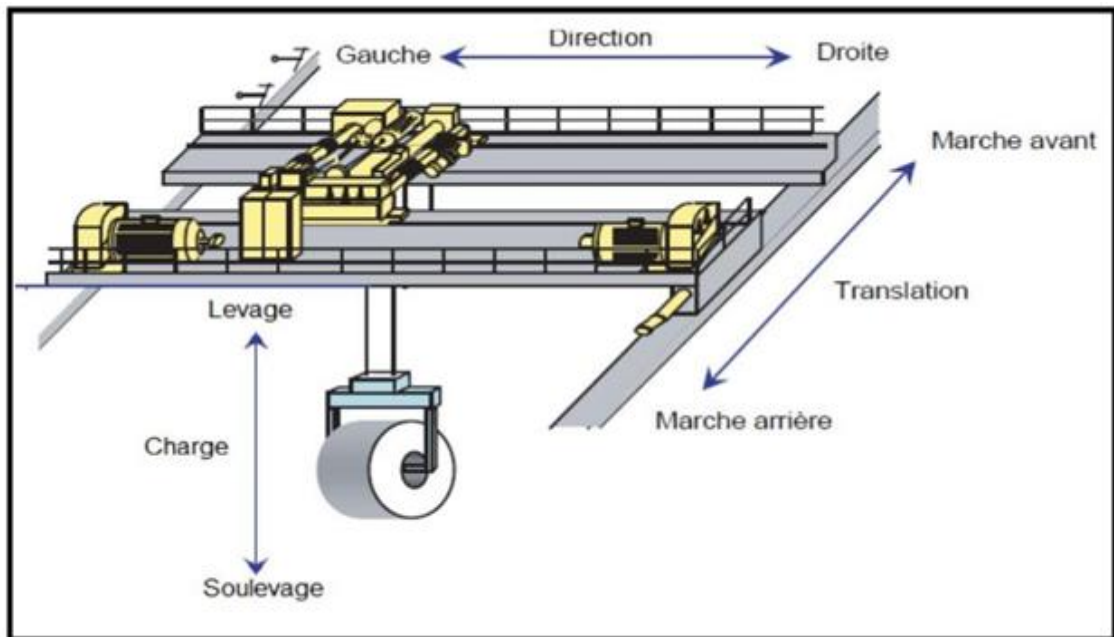


Figure III.4. Schéma 3D du pont roulant
Source : docplayer⁴

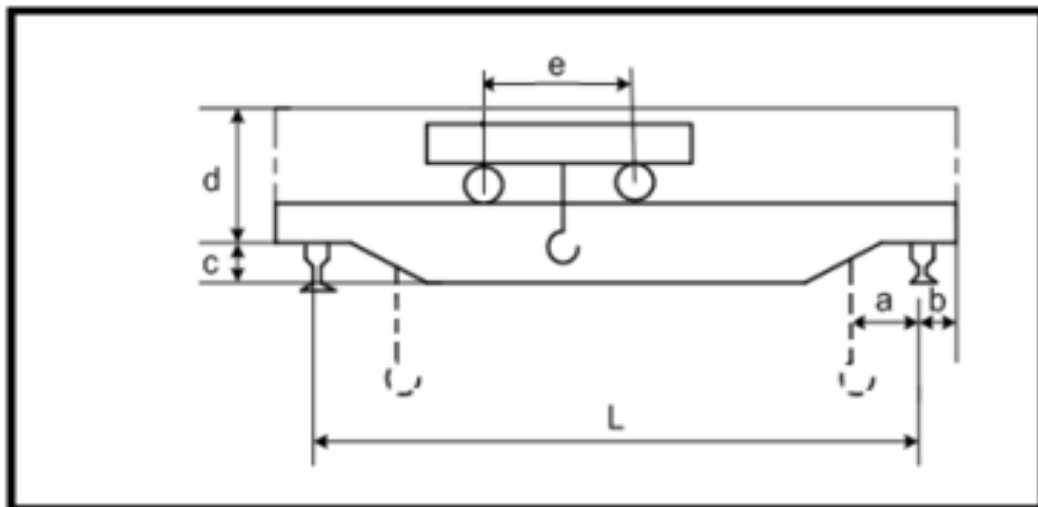


Figure III.5 .Schéma 2D du pont roulant
Source : OUALI Mohand tayeb⁵

Les ponts roulants ont des caractéristiques qui sont fournies par le constructeur : **(Voir Annexe B)**

⁴ : <https://docplayer.fr/76042380-Dimensionnement-de-la-structure-mecanique-d-un-pont-roulant.html>

⁵ :Mr OUALI Mohand tayeb, étude d'un hangar industriel avec pont roulant en construction métallique ,chapitre 4 ,Université Abderrahmane Mira – Bejaia.

Puissance N(t)	Portée L(m)	Vitesse (m/min)			Poids(t)			Réaction(t)	
		Levage	Direction	Translation	Pont B	Chariot K	total B+K	R_{max}	R_{min}
5	10	7	30	100	6	3,5	9,5	5,4	1,8

Tableau III.1. Caractéristiques du pont roulant.
Source : CTICM

Puissance N(t)	L(m)	$a_{min}(m)$	b (m)	c(m)	d(m)	e(m)
5	10	0,8	0,25	0,5	1,8	2,2

Tableau III.2. Caractéristiques géométriques du pont roulant.
Source : CTICM

III.2.5. Classement des ponts roulants :

Art 2.4 CTICM

Les actions exercées par un pont roulant sur ses chemins de roulement dépendent non seulement des caractéristiques du pont roulant, mais encore de ses conditions d'utilisation et son état de charge, c'est-à-dire du groupe appartient le pont roulant.

Les ponts roulants sont répartis en **4 groupes**, cette répartition a été établie par la Fédération Européenne de la Manutention **F.E.M** (édition juin 1962).

- **Conditions d'utilisation :**

Ces conditions caractérisent la durée effective de fonctionnement au cours du service :

A : utilisation occasionnelle non régulière suivie de périodes de repos.

B : utilisation régulière en service intermittent.

C : utilisation régulière en service intensif.

- **Etats de charge :**

Ces états de charge précisent dans quelle mesure le pont est utilisé à sa charge nominale ou à des charges réduites :

1) Soulèvement exceptionnel de la charge nominale et manutention courante de faibles charges.

2) Soulèvement de charges variant de zéro à la charge nominale.

3) Soulèvement régulier de charges voisines de la charge nominale.

• **Groupes de ponts roulants :**

Les groupes sont définis en fonction des conditions d'utilisation des états de charges.

I	A-1	A-2	B-1	C-1
II	A-3	B-2		C-2
III		B-3		C-3

Tableau III.3. Tableau des groupes
Source : CTICM

III.2.6. Les coefficients des ponts roulants :

Le tableau suivant donne les valeurs pratiques du coefficient, à considérer pour le calcul de chemins de roulement et de leurs supports. ces valeurs sont fonction du groupe auquel appartient le pont roulant considéré et elles supposent que les voies de roulement et les galets sont en bon état et que les manœuvres s'effectuent normalement.

Groupe du pont roulant	c	Coefficient de majoration dynamique		Classement			
		Chemin de roulement : ψ_1	Support du chemin de roulement: ψ_2				
I	0,2	1,05	1	A_1	A_2	B_1	C_1
II		1,15	1,05	A_3	B_2		C_2
III		1,25	1,1		B_2		C_3
IV		1,35	1,15				

Tableau III.4. Les coefficients et classement de pont roulant.
Source : CTICM

III.3. Description générale du calcul :

En général, les poutres de roulements sont conçues sur deux appuis particulièrement celles destinées à recevoir les ponts de type **A**, pour que l'alternance de sollicitations **M(+)**, **M(-)** conduit à réduire les contraintes admissibles en fatigue. Le moment maximum est déterminé par le théorème de **barré**, il est défini comme suit :

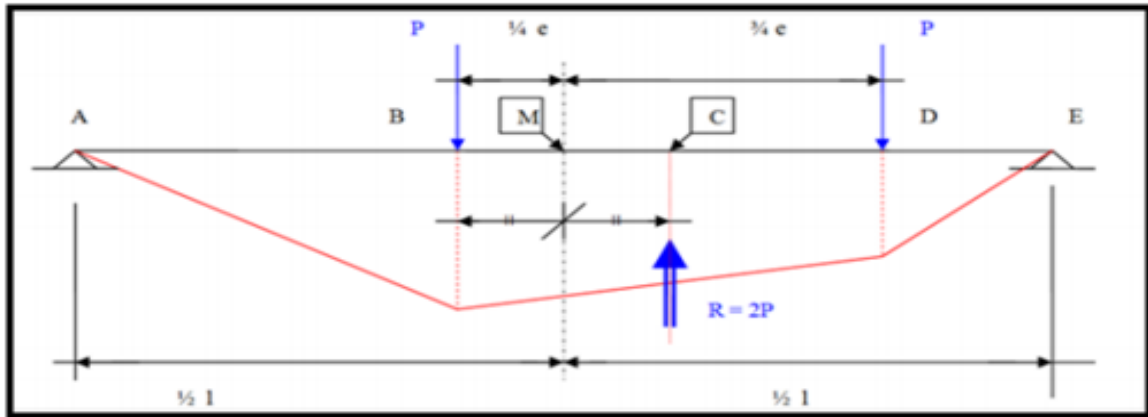


Figure III.6 . Moment Max pour deux charges égales (Théorème de barre)
Source :Mekader Ilyes ⁶

III.3.1. Calcul de la poutre de roulement :

Le pont roulant utilisé est de type **B** classe 2 groupe II :

III.3.1.1. Réactions d'un galet du pont roulant en charge :

- Les réactions Max et Min :

R_{max} : Réaction maximale statique (pont immobile).

R_{min} : Réaction minimale statique (pont immobile).

D'après le **CTICM article 2.2 tableau II** :

$$R_{max}=5,4 \text{ Tonne} = 54 \text{ kN}$$

$$R_{min}=1,8 \text{ Tonne} = 18 \text{ kN}$$

- Réactions verticales : **Art.3,2323 CTICM**

Elles sont généralement données par les constructeurs du pont ; elles sont affectées d'un coefficient de majoration dynamique.

$R1_{,max}$: Réaction maximale dynamique (pont en mouvement).

$R1_{,min}$: Réaction minimale dynamique (pont en mouvement).

$$R1_{,max} = \psi_1 \times R_{max}$$

$$R1_{,max} = 1,15 \times 5,4$$

$$R1_{,max} = 6,21 \text{ Tonne} = 62,1 \text{ kN}$$

⁶ :Mr mekader Ilyes , étude d'une usine en charpente métallique, chapitre3,Université Abou berk belkaid.

$$R1_{,min} = \psi_1 \times R_{min}$$

$$R1_{,min} = 1,15 \times 1,8$$

$$R1_{,min} = 2,07 \text{ Tonne} = 20,7 \text{ kN}$$

Avec :

ψ : coefficient de la majoration dynamique des réactions verticales

Efforts	$R1_{,max}$ [kN]	$R1_{,min}$ [kN]
Pont roulant	62,1	20,7

Tableau III.5. Charges verticales
Source : auteurs

- Réactions horizontales longitudinales : **Art.3, 2324 CTICM**

Elles sont dues aux effets de freinage du pont; on les estime à $1/7^\circ$ de la réaction verticale des seuls galets moteurs.

$R2_{,max}$: Réaction maximale (pont en freinage).

$R2_{,min}$: Réaction minimale (pont en freinage).

a) Réactions appliquées aux butées d'arrêt :

Les dispositifs destinés à limiter la course du pont roulant (butées et sécurités électriques complémentaires) doivent être montrés à la demande du maître d'œuvre de l'ouvrage.

Les réactions correspondant au choc des sommiers du pont roulant sur les butées de fin de course sont fonction de la vitesse de translation du pont et de l'élasticité des butées.

Par suite, leurs valeurs sont à déterminer en accord par les constructeurs du pont et des butées.

b) Réactions appliquées aux rails de translation :

Ces réactions ne s'exercent qu'au droit des galets moteurs. Elles sont dues à l'accélération ou au freinage du mouvement de translation. On obtiendra la valeur maximale de la réaction horizontale longitudinale d'un galet moteur en multipliant la réaction verticale maximale statique de ce galet par le coefficient d'adhérence du galet sur son rail :

$$R_{max} = c \times R$$

Avec : $c=0,2$

c : coefficient d'adhérence d'un galet sur son rail.

Alors :

$$R2_{,max} = c \times R_{max}$$

$$R2_{,max} = 0,2 \times 5,4$$

$$R2_{,max} = 1,08 \text{ tonne} = 10,8 \text{ kN}$$

$$R2_{,min} = c \times R_{min}$$

$$R2_{,min} = 0,2 \times 1,8$$

$$R2_{,min} = 0,36 \text{ tonne} = 3,6 \text{ kN}$$

Efforts	$R2_{,max}$ [kN]	$R2_{,min}$ [kN]
Pont roulant	10,8	3,6

Tableau III.6 .Charges horizontales longitudinales.
Source : auteurs

• **Réactions horizontales transversales :**

Art.3, 2325 CTICM

Elles résultent des effets de freinage du chariot et de roulement. On les estime à $1/10^{\circ}$ des charges verticales sans majoration dynamique.

L'accélération ou le freinage des mouvements de direction du chariot et de translation du pont roulant ont pour effet de provoquer la marche en crabe du pont qui provient de multiples causes et notamment les suivantes :

a) Imperfection de l'installation :

- Irrégularités dans l'alignement et le parallélisme des rails de roulement ;
- Présence des joints de rails ;
- Usure des rails et des galets ;
- Différence des diamètres des galets ;
- Inégalité des couples moteurs sur galets opposés ;
- Equerrage imparfait des poutres du pont et de leurs sommiers de roulement ;
- Dénivellations des supports, entraînant des pentes inégales des chemins de roulement.

b) Actions des charges, des frottements et des déformations :

- Inégalités des réactions des galets sur les deux files de rails de roulement, dues au déplacement du chariot sur le pont ;
- Frottements inégaux des galets sur leurs rails ;
- Déformations élastiques en plan du pont roulant.

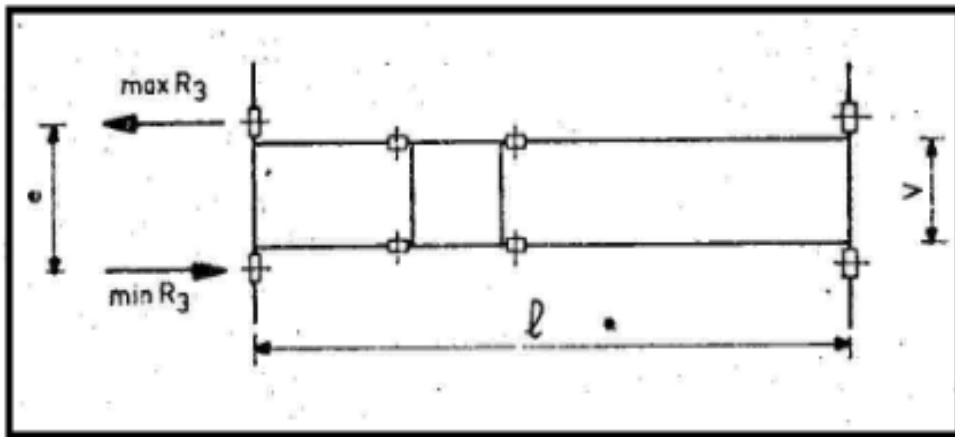


Figure III.7. Réaction horizontales transversales
Source : CTICM

Des considérations qui précèdent, et conformément à des essais effectués sur des installations en service, il résulte que les deux galets de translation du pont roulant exercent sur leur rail de roulement deux réactions horizontales qui sont inégales et de sens contraire.

Ces réactions sont maximales lorsque le chariot est au voisinage du milieu de la portée du pont roulant, et elles sont minimales lorsque le chariot est à sa distance minimale du chemin de roulement considéré.

$R_{3,max}$: Charge maximale.

$R_{3,min}$: Charge minimale.

• **Chariot au milieu de la portée du pont :**

$$R_{h1max} = \pm [0,024(K + N + B) \frac{L}{e} + 0,021(N + K)] = 1,76 \text{ [tonne]} = 17,6 \text{ kN}$$

$$R_{h1min} = \mp [0,024(K + N + B) \frac{L}{e} - 0,021(N + K)] = 1,40 \text{ [tonne]} = 14 \text{ kN}$$

Efforts	R_{h1max} [kN]	R_{h1min} [kN]
Pont roulant	17,6	14

Tableau III.7. Charges horizontales transversales (R_{h1})
Source : auteurs

• **Chariot à distance minimale du chemin de roulement :**

$$R_{h2max} = \pm [0,0052(N+K + 5B) \frac{L}{e} + 0,021(N + K)] = 1,09 \text{ tonne} = 10,9 \text{ kN}$$

$$R_{h2min} = \mp [0,0052(N+K + 5B) \frac{L}{e} - 0,021(N + K)] = 0,73 \text{ tonne} = 7,3 \text{ kN}$$

Efforts	R_{h2max} [kN]	R_{h2min} [kN]
Pont roulant	10,9	7,3

Tableau III.8 .Charges horizontales transversales (R_{h2})
Source : auteurs

III.3.2. Choix du rail:

On a un pont roulant de **5 Tonne**, on va choisir le type de rail **A55** à partir de l'**EC3 partie6** :

III.3.2.1. Dimensions du rail :

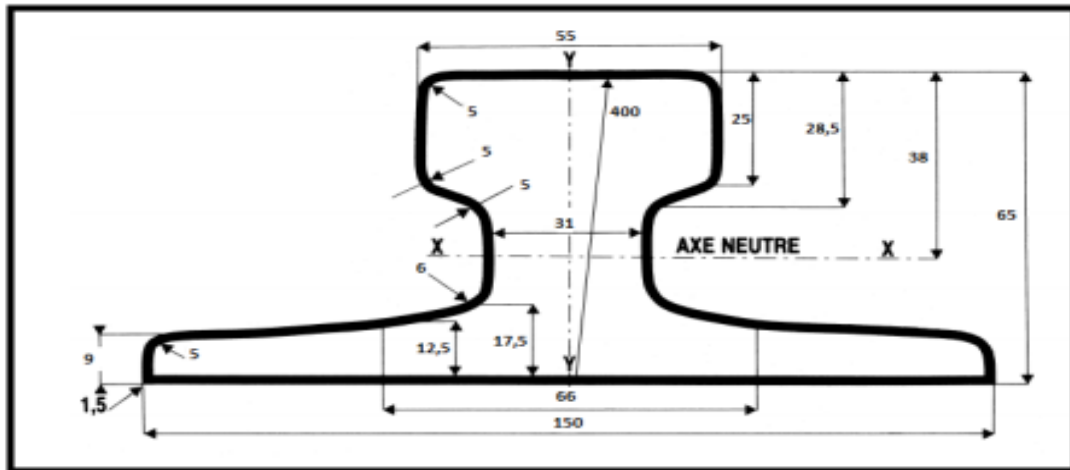


Figure III.8 .Dimensions et caractéristiques géométriques du rail

Source : Puissance N(t)	Poids (k_g/m)	B (mm)	H (mm)	P (mm)	Section A (cm^2)	I_x (cm^4)	I_y (cm^4)
5	31,8	55	65	150	40,7	178	337

Tableau III.9.Dimensions et caractéristiques du rail
Source : patry⁷

⁷ <http://www.patry.fr/rails-pont-roulant.html>

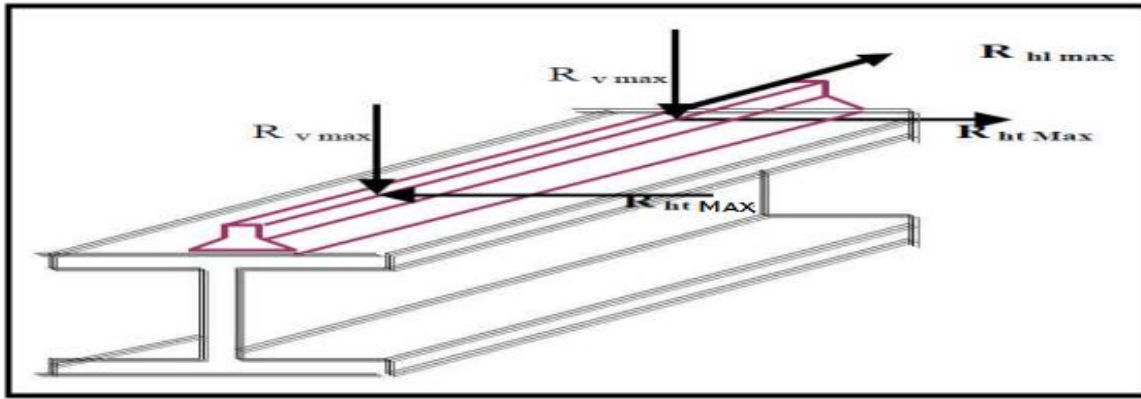


Figure III.9. Schéma de la poutre de roulement avec le rail

III.3.2.2. Fixation du rail sur la poutre de roulement :

Le rail est fixé sur la poutre de roulement à l'aide d'une attache appelée crapaud, figure ci-dessus :

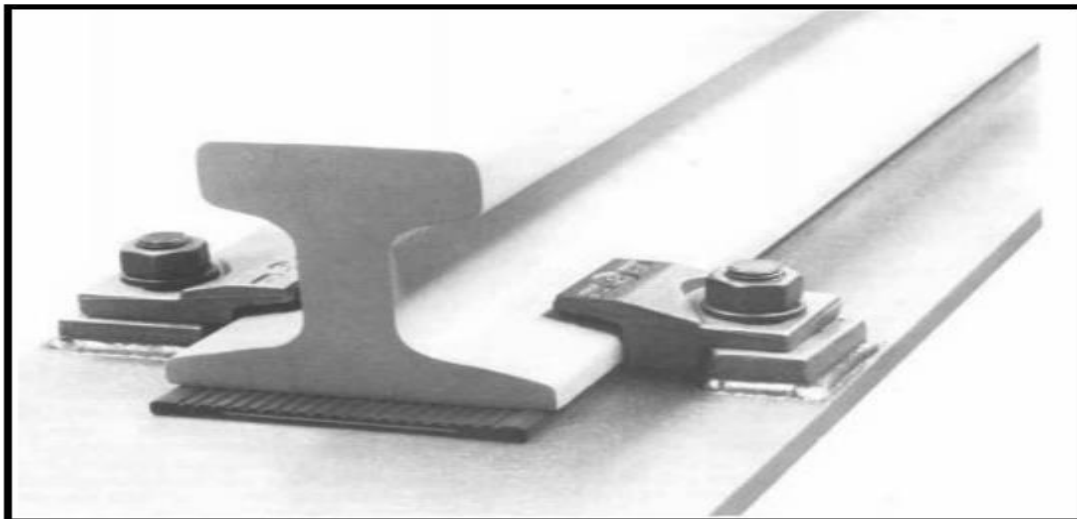


Figure III.10. Vue d'un rail et sa fixation
Source : cnomo⁸

Désignation	2 trous		B Mm	A Mm	b mm	c mm	d mm	g mm	h mm	j mm	k mm
	Long (mm)	Poids (g)									
A55	120	740	85	60	22	38	17	7	24	20	29

Tableau III .10. Dimensions du crapaud.
Source : patry⁹

⁸ http://www.cnomo.com/fichiers/2/11581/ge71002r_a_fr.pdf

⁹ <http://www.patry.fr/rails-pont-roulant.html>

III.3.3. Prédimensionnement de la poutre de roulement :

Le dimensionnement de la poutre du chemin de roulement se fait selon le règlement « CCM97 », et le calcul se fait avec les charges les plus défavorables.

III.3.3.1. Condition de la flèche (z-z) :

Le CTICM exige la vérification de flèche pour le dimensionnement de la poutre de roulement. La flèche admissible est obtenue quand les deux charges sont en position symétrique par rapport au milieu de la poutre.

$$f \leq f_{adm} = \frac{L}{750} = \frac{600}{750} = 0,8 \text{ cm}$$

La méthode consiste à superposer les flèches causées par :

- Les deux charges sur galets :

$$a = \frac{L}{2} - \frac{e}{4} = 2450 \text{ mm}$$

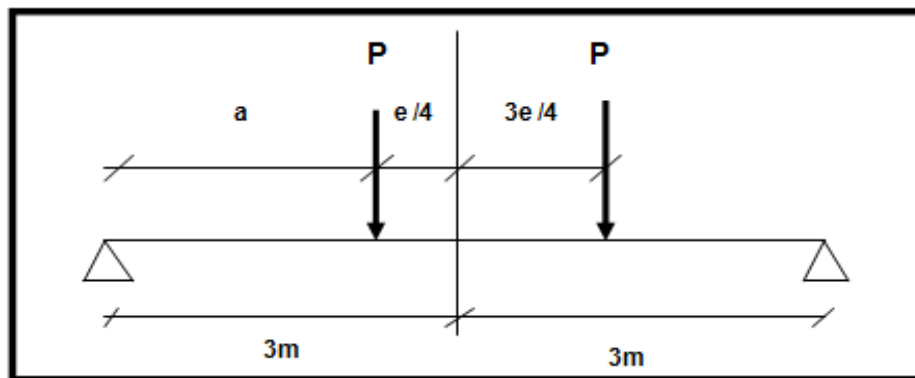


Figure III.11. Illustrations des efforts appliqués sur la poutre de roulement par le galet avec P la réaction verticale max
Source : auteurs

$$f_1 = \frac{p \times a \times L^2}{24 \times E \times I_y} \times \left(3 - \frac{4 \times a^2}{L^2} \right)$$

Avec :

$$a = 2450 \text{ mm}$$

$$L = 6000 \text{ mm}$$

$$P = 62100 \text{ N}$$

$$E = 21.10^4 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y \geq \frac{p \times a \times L^2 \times (3L^2 - 4a^2)}{f \times 24 \times E \times L^2}$$

$$I_y = \frac{62100 \times 2450 \times 6000^2 \times (3 \times 6000^2 - 4 \times 2450^2)}{8 \times 24 \times 2,1 \times 10^5 \times 6000^2}$$

$$I_y = 31693,10 \text{ mm}^4$$

Donc **HEB340** vérifie la condition de la flèche

Profilé	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	G Kg/m	A cm ²	h mm	B mm	t _f mm	t _w mm	I _Y cm ⁴	I _Z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³
HEB340	134	170,9	340	300	21,5	12	36660	9690	2408	985,7

Tableau III.11. Caractéristiques du profilé HEB340

• Vérification de la flèche :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L}{750} = \frac{600}{750} = 0,8 \text{ cm}$$

Avec : $f = f_1 + f_2$

- Les deux charges sur galets :

$$f_1 = \frac{p \times a \times L^2}{24 \times E \times I} \times \left(3 - \frac{4 \times a^2}{L^2}\right)$$

- Le poids propre de la poutre :

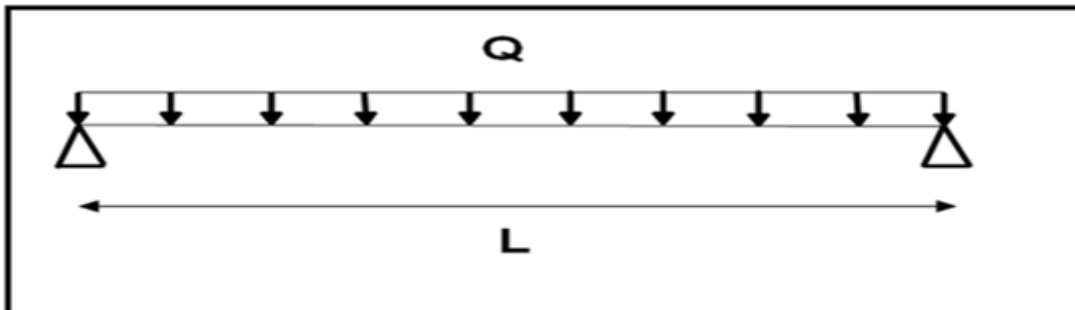


Figure III.12. Schéma statique de la poutre de roulement sur deux appuis
Source : auteurs

$$f_2 = \frac{5 \times Q \times L^4}{384 \times E \times I}$$

Avec :

Q = poids propre de la poutre + poids propre du rail

$$f = \frac{p \times a \times L^2}{24 \times E \times I} \times \left(3 - \frac{4 \times a^2}{L^2}\right) + \frac{5 \times Q \times L^4}{384 \times E \times I}$$

Avec :

$$a = 2450 \text{ mm}$$

$$L = 6000 \text{ mm}$$

$$P = 62100 \text{ N}$$

$$E = 21.10^4 \text{ N/mm}^2$$

$$f = \frac{62100 \times 2450 \times 6000^2}{24 \times 2,1 \times 10^5 \times 36660 \times 10^4} \times \left(3 - \frac{4 \times 2450^2}{6000^2}\right) + \frac{5 \times (31,8 \times 10^{-2} + 134 \times 10^{-2}) \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 36660 \times 10^4}$$

$$f = 7,24 \text{ mm} = 0,724 \text{ cm} < f_{adm} = 0,8 \text{ cm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

III.3.3.2. Classe du profilé :

III.3.3.2.1. Classe de l'âme fléchie :

Tableau 53.1 CCM97

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

- d = 243 mm

- t_w = 12 mm

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{243}{12} = 20,25 \\ 72 \varepsilon = 72 \sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \Rightarrow \text{Donc l'âme est de classe I}$$

III.3.3.2.2. Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

Avec :

- c = 150 mm

- $b=300$ mm
- $t_f = 21,5$ mm

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{150}{21,5} = 6,98 \\ 10 \varepsilon = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Longrightarrow \frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \Longrightarrow \text{donc la semelle est de classe I}$$

Donc la section globale du profilé **HEB340** est de classe I

III.4.Résistance du profilé sous charges verticales:

III.4.1.Vérification à L'ELU (Effort tranchant + Moment fléchissant) :

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{plrd}$$

Art 5.4.7(2) CCM97

Avec :

- V_{plrd} : Résistance ultime au cisaillement.

$$V_{plrd} = \frac{0,58 \times A_v \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

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

- A_v : Aire de cisaillement.

$$A_v = 170,9 \times 10^2 - 300 \times 21,5 + (12 + 2 \times 27) \times 21,5$$

$$A_v = 12059 \text{ mm}^2$$

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

$$\text{D'où : } V_{plrd} = \frac{0,58 \times 12059 \times 235}{1,1} = 1494,22 \text{ kN}$$

- V_{sd} : Effort tranchant sollicitant dû à R_v et au poids propre du chemin de roulement.

$$V_{sd} = V_v + V_{pp}$$

- V_v : Effort tranchant dû à la réaction R_v :

$$V_v = R_{vmax} \times \frac{4a}{L} = 62,1 \times \frac{4 \times 2,45}{6} = 101,43$$

- V_{pp} : Effort tranchant dû au poids propre (**HEB340 +A55**):

$$V_{pp} = \frac{G \times L}{4} = \frac{1,658 \times 6}{4} = 2,487 \text{ kN}$$

Alors :

$$V_{sd} = V_v + V_{pp} = 101,43 + 2,487 = 103,917 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 103,917 \text{ kN} < V_{plrd} = 0,5 \times 1494,22 = 747,11 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc : il n'y a pas lieu de vérifier l'effort tranchant et la condition devient.

$$M_{ysd} < M_{crd}$$

Avec :

- M_{crd} : Moment résistant de la section transversale à la flexion :

$$M_{crd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{2408 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 514,44 \text{ kN.m}$$

- M_{ysd} : Moment sollicitant dû à R_v et au poids propre du chemin de roulement :

$$M_{ysd} = 1,35 M_{pp} + 1,5 M_v$$

- M_v : Moment dû à la réaction R_v :

$$M_v = \frac{2 \times R_{vmax}}{L} \times \left(\frac{L}{2} - \frac{e}{4} \right)^2 = \frac{2 \times 62,1}{6} \times \left(\frac{6}{2} - \frac{2,2}{4} \right)^2 = 124,25 \text{ kN}$$

- M_{pp} : Moment dû au poids propre (**HEB340 + A55**) :

$$M_{pp} = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{1,658 \times 6^2}{8} = 7,461 \text{ kN.m}$$

$$M_{ysd} = 1,35 \times 7,461 + 1,5 \times 124,25 = 196,45 \text{ kN.m}$$

$$M_{ysd} = 196,45 \text{ kN.m} < M_{crd} = 514,44 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.5. Vérification sous charge horizontale :

$$M_{sd} < M_{crd}$$

Avec :

- M_{crd} : Moment résistant de la section transversale à la flexion:

$$M_{crd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{985,7 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 210,58 \text{ kN.m}$$

- M_{sd} : Moment sollicitant due à R_h :

$$M_{sd} = \frac{2 \times R_h}{L} \times \left(\frac{L}{2} - \frac{e}{4} \right)^2 = \frac{2 \times 17,6}{6} \times \left(\frac{6}{2} - \frac{2,2}{4} \right)^2 = 35,21 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 35,21 \text{ kN.m} < M_{crd} = 210,58 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.5.1. Résistance de l'âme au voilement par cisaillement : Art 5.6.1(1)CCM97

Si : $\frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$, il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{243}{12} = 20,25 < 69\varepsilon$$

Donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement.

III.5.2. Résistance au déversement :

Selon le CCM97, le moment résistant est donné par la formule suivante :

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{Art 5.5.2(5.48) CCM97}$$

Avec :

β_w : 1 Section de classe I

$$W_{ply} = 2408 \text{ cm}^3$$

$$f_y = 235 \times 10^2 \text{ N/cm}^2$$

$$\gamma_{m1} = 1,1$$

- χ_{lt} : (facteur de réduction pour le déversement)

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2}} \quad \text{Art 5.5.2(2) CCM97}$$

Avec :

$$\begin{cases} \phi_{lt} = 0,5[1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2] \\ \alpha_{lt} = 0,21 \text{ pour les profilés laminés} \end{cases}$$

$\alpha_{lt} = 0,21$: Facteur d'imperfection.

Art 5.5.2(3) CCM97

$$\lambda_{lt} = \frac{L \times \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \times I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \times \left[1 + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}}$$

Annexe B (B.14) CCM97

- λ_{lt} : Elancement réduit.
- C_1 : Facteur dépendant de condition de charge et d'appui $C_1 = 1,132$ (Voir Annexe B)

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$$

- I_t : Moment d'inertie de torsion = 257,2 cm⁴
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement = 2454 cm⁴
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = 9690 cm⁴
- L : Longueur de la poutre = 6 m

$$\lambda_{lt} = \frac{6 \times 10^2 \times \left[\frac{2408^2}{9690 \times 2454} \right]^{0,25}}{1,132^{0,5} \times \left[1 + \frac{(6 \times 10^2)^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 257,2}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 2454} \right]^{0,25}} = 63,98$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

Art 5.5.2(5) CCM97

$$\lambda_1 = 93 \text{ } \varepsilon = 93$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{63,98}{93} \right] \times \sqrt{1} = 0,688 > 0,4 \text{ donc il y a risque de déversement.}$$

$$\phi_{lt} = 0,5 [1 + 0,21 \times (0,688 - 0,2) + 0,688^2] = 0,788$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{0,788 + \sqrt{0,788^2 - 0,688^2}} = 0,853$$

$$M_{brd} = \frac{0,853 \times 1 \times 2408 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 438,81 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 35,21 \text{ kN.m} < M_{brd} = 438,81 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.5.3. Résistance de l'âme à la charge transversale :

- **Résistance à l'écrasement :**

Selon le CCM97, la résistance de calcul $R_{y,Rd}$ à l'enfoncement local d'une âme de section en I , H ou U est déterminée par la formule :

$$R_{y,Rd} = s_y \times t_w \times \frac{f_{yw}}{\gamma_{m1}} \quad \text{Art 5.7.3 (5.71) CCM97}$$

Avec :

- $R_{y,Rd}$: l'effort résistant à l'écrasement.
- s_y : La longueur d'appui rigide :

$$s_y = 2 (h_r + t_f) \sqrt{1 - (\gamma_{m0} \times \frac{\sigma_{f,ed,Ed}}{f_{yf}})^2} \quad \text{Art 5.7.3 (5.72) CCM97}$$

- h_r : la hauteur du rail $\Rightarrow h_r = 65$ mm
- t_f : La largeur de l'âme du profilé $\Rightarrow t_f = 21,5$ mm
- $\sigma_{f,ed}$: la contrainte longitudinale dans la semelle :

$$\sigma_{f,ed} = \frac{M_{y,sd}}{W_{ely}} = \frac{196,45 \times 10^6}{2156 \times 10^3} = 91,118 \text{ N/mm}^2$$

$$s_y = 2 \times (65 + 21,5) \sqrt{1 - (1,1 \times \frac{91,118}{235})^2} = 0,1564 \text{ m}$$

D'où:

$$R_{y,Rd} = 156,476 \times 12 \times \frac{235}{1,1} = 401,148 \text{ kN}$$

$$f_{sd} = R_{vmax} = 62,1 \text{ kN} < R_{y,Rd} = 401,148 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Résistance à l'enfoncement local :**

Selon le CCM97, la résistance de calcul $R_{a,Rd}$ à l'enfoncement local d'une âme de section en I , H ou U est déterminée par la formule :

$$R_{a,Rd} = \frac{0,5 \times t_w^2 \times (E \times f_{yw})^{0,5} \left[\left(\frac{t_f}{t_w} \right)^{0,5} + 3 \left(\frac{t_w}{t_f} \right) \times \left(\frac{s_s}{d} \right) \right]}{\gamma_{m1}} \quad \text{Art 5.7.4(5.77) CCM97}$$

Où S_s est la longueur de l'appui rigide déterminée selon l'article 5.7.2- CCM97,

mais le rapport $\frac{S_s}{d} = \frac{86,83}{243} = 0,35$ ne doit pas être pris supérieur à 0,2

Lorsque l'élément est également soumis à des moments fléchissant, il convient de satisfaire le critère suivant :

- $f_{sd} \leq R_{a,rd}$
- $M_{sd} \leq M_{c,rd}$ **Art 5.7.4(2) CCM97**
- $\frac{f_{sd}}{R_{a,Rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{crs}} \leq 1,5$

$$R_{a,Rd} = \frac{0,5 \times 12^2 \times (210000 \times 235)^{0,5} \left[\left(\frac{21,5}{12} \right)^{0,5} + 3 \times \left(\frac{12}{21,5} \right) \times (0,2) \right]}{1,1}$$

$$R_{a,Rd} = 769,46 \text{ kN}$$

$$M_{crd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2408 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 514,436 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$f_{sd} = R_{hmax} = 17,6 \text{ kN} \ll R_{a,rd} = 769,46 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$M_{sd} = 35,2 \text{ kN.m} \ll M_{crd} = 514,436 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{f_{sd}}{R_{a,Rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{crs}}$$

$$\frac{f_{sd}}{R_{a,Rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{crs}} = \frac{17,6}{769,46} + \frac{35,2}{514,436} = 0,091 \leq 1,5 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Le profilé de la poutre de roulement choisi vérifier les conditions de l'enfoncement local.

- **Résistance au voilement de l'âme :**

$$b_{eff} \leq b$$

Selon le règlement CCM97, la résistance de calcul $R_{b,Rd}$ au voilement d'âme d'un profilé I,H ou U est déterminé en étudiant le flambement de l'âme considérée comme un élément virtuel comprimé ayant une largeur efficace b_{eff} obtenue par la formule :

$$b_{eff} = \sqrt{(h^2 + S_s^2)} \quad \text{Art 5.7.5 (5.79) CCM97}$$

$$b_{\text{eff}} = 340 \text{ mm}$$

Donc : $b_{\text{eff}} = 340 \text{ mm} > b = 300 \text{ mm} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

L'âme ne résiste pas au voilement local, dans ce cas on rajoute des raidisseurs transversaux intermédiaires d'une épaisseur de 10 mm, soudés avec des cordons de 8mm, chaque 1m le long du chemin de roulement.

- **Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :**

Art 5.7.7(1) CCM97

Pour empêcher la possibilité de flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme, le rapport (d / t_w) de l'âme doit satisfaire le critère suivant :

$$\frac{d}{t_w} \leq k \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad \text{Art 5.7.7(5.81) CCM97}$$

Avec :

- A_w : L'air de l'âme.

$$A_w = t_w \times (h - 2t_f)$$

$$A_w = 12 \times (340 - 2 \times 21,5) = 3564 \text{ mm}^2$$

- A_{fc} : L'aire de la semelle comprimée.

$$A_{fc} = b \times t_f$$

$$A_{fc} = 300 \times 21,5 = 6450 \text{ mm}^2$$

- f_{yt} : La limite élastique de la semelle comprimée.

$$f_{yt} = 235 \text{ N/mm}^2$$

k : Le coefficient pris égale à 0,3 pour une semelle de classe I

$$\left\{ \begin{array}{l} k \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{3564}{6450}} = 199,28 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{243}{12} = 20,25 < 199,28 \end{array} \right.$$

Donc : Il n'y a pas risque de flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme.

III.6. Calcul du support du chemin de roulement :

Le chemin de roulement est supporté par une console qui est sollicité par les efforts suivants:

- Le poids propre de la poutre de roulement et du rail ;
- Les actions verticales et horizontales des galets du pont roulant ;
- Le poids propre de la console elle-même.

III.6.1. Charges verticales :

- ELS :

$$P_1 = G_T \times L + R_{vmax} \times \left(2 - \frac{e}{L}\right)$$

$$P_1 = (1,34 + 0,318) \times 6 + 62,1 \times \left(2 - \frac{2,2}{6}\right) = 110,238 \text{ kN}$$

- ELU :

$$P_2 = 1,35(G_T \times L) + 1,5 \times \left[R_{vmax} \times \left(2 - \frac{e}{L}\right)\right]$$

$$P_2 = 1,35 \times (1,34 + 0,318) \times 6 + 1,5 \times [62,1 \times 1,05 \times \left(2 - \frac{2,2}{6}\right)] = 164,0358 \text{ kN}$$

III.6.2. Charge horizontal:

$$P_H = 1,5 \times R_H \times \left(1 - \frac{e}{L}\right) \psi^2$$

$$P_H = 1,5 \times 17,6 \times \left(1 - \frac{2,2}{6}\right) \times 1,05 = 17,556 \text{ kN}$$

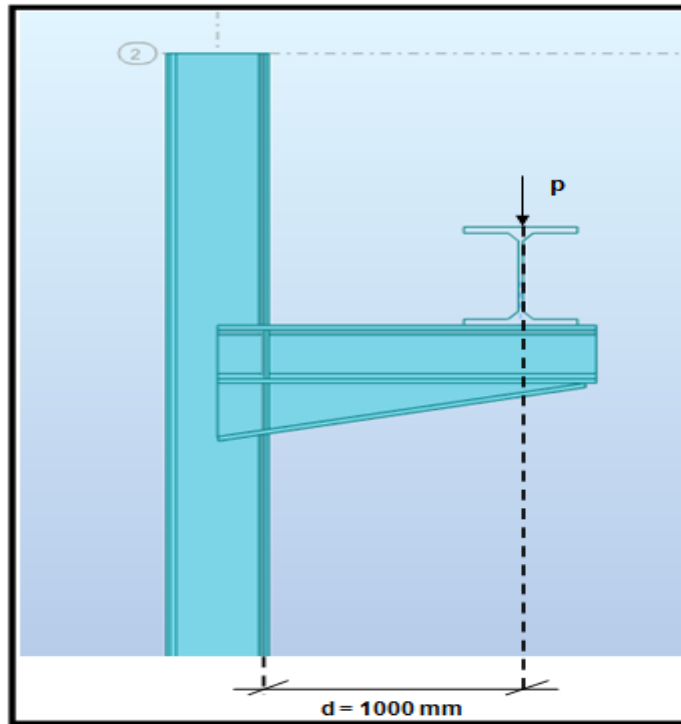


Figure III.13. Support de chemin de roulement
Source : auteurs

III.6.3. Dimensionnement du support de chemin de roulement :

La flèche du support de roulement est limitée à $\frac{d}{500}$

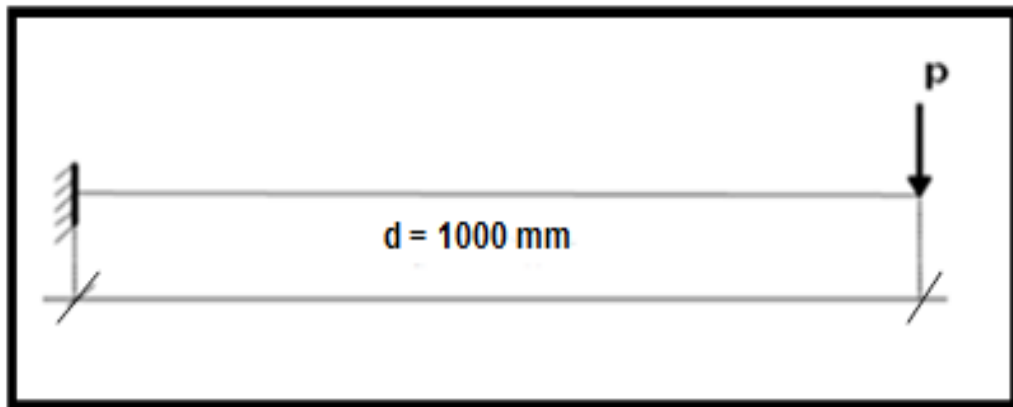


Figure III.14. Schéma statique du support de roulement
Source : auteurs

$$f = P_1 \times \frac{d^3}{3EI} \leq \frac{d}{500}$$

$$I_y > \frac{P_1 \times d^2 \times 500}{3 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{110238 \times 1000^2 \times 500}{3 \times 21 \times 10^4} = 4921,339 \text{ cm}^4$$

Selon le moment d'inertie obtenu, on choisira un **HEB200**.

Profilé	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	G Kg/m	A cm ²	h mm	B Mm	t _f mm	t _w mm	I _Y cm ⁴	I _Z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³
HEB200	61,3	78,1	200	200	15	9	5696	2003	642,5	305,8

Tableau III.12. Les caractéristiques du profilé HEB 200.
Source : auteurs

III.6.4. Vérification de la classe de la section transversale HEB200

- Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$d = 134 \text{ mm}$$

$$t_w = 9 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{134}{9} = 14,89 \\ 72 \varepsilon = 72 \sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \Rightarrow \text{Donc l'âme est de classe I}$$

- Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

- C= 100 mm

- b= 200mm

- t_f = 15 mm

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{100}{15} = 6,67 \\ 10 \varepsilon = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{c}{t_f} = 7,43 \leq 10 \varepsilon \Rightarrow \text{donc la semelle est de classe I}$$

Donc la section globale du profilé **HEB200** est de classe I.

III.6.5. Vérification du profilé au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq k \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Avec:

A_w : L'aire de l'âme.

$$A_w = t_w \times (h - 2t_f)$$

$$A_w = t_w \times (h - 2t_f) = 9 \times (200 - 2 \times 15) = 1530 \text{ mm}^2$$

- A_{fc} : L'aire de la semelle comprimée.

$$A_{fc} = b \times t_f$$

$$A_{fc} = b \times t_f = 200 \times 15 = 3000 \text{ mm}^2$$

- f_{yt} : La limite élastique de la semelle comprimée.

$$f_{yt} = 235 \text{ N/mm}^2$$

k : Le coefficient pris égale à 0,3 pour une semelle de classe I

$$\left\{ \begin{array}{l} k \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{1530}{3000}} = 191,45 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{134}{9} = 14,89 < 191,45 \end{array} \right.$$

Donc le profilé **HEB200** satisfait la stabilité au flambement de la semelle comprimée.

• **Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}}$$

Art 5.4.6(1) CCM97

Avec :

A_v : L'aire de cisaillement pour les profilés en H

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

$$A_v = 78,1 \times 10^2 - 2 \times 200 \times 15 + (9 + 2 \times 18) \times 15$$

$$A_v = 2485 \text{ mm}^2$$

Alors :

$$V_{plrd} = \frac{2485 \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 306,51 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = P_1 = 110,238 \leq 0,5 V_{plrd} = 153,25 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow M_{sd} \leq M_{c,rd}$$

$$M_{c,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{642,5 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 137,26 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = P_2 \times L = 164,0358 \times 10^3 \times 1000$$

$$M_{sd} = 123,03 \text{ kN.m} < M_{c,rd} = 137,26 \text{ kN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

Le profilé du support **HEB 200** résiste au moment plastique de cisaillement.

- **Vérification de la flèche :**

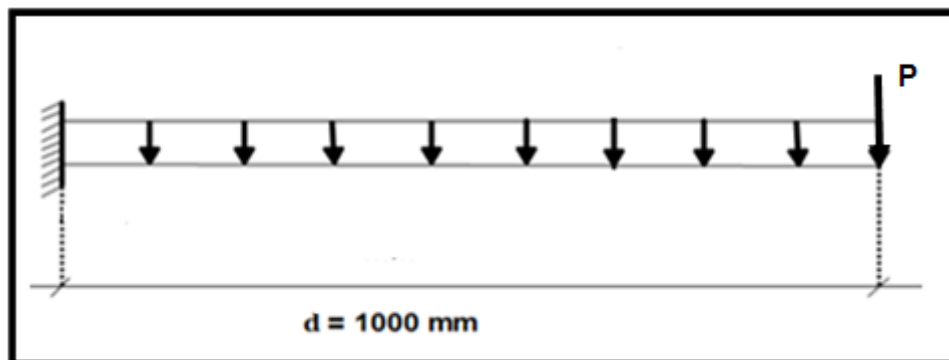


Figure III.15. Vérification de la flèche
Source : auteurs

$$f_{max} < f_{adm} = \frac{d}{500} = \frac{1000}{500} = 0,2 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{P \times d_2^3}{3 \times E \times I} = \frac{110,238 \times 10^3 \times 1000^3}{3 \times 21 \times 10^4 \times 5696 \times 10^4} = 1,29 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 0,129 \text{ cm} < f_{adm} = 0,2 \text{ cm}$$

La condition de la flèche est vérifiée

III.7. Conclusion :

A travers ce chapitre, qui présente les caractéristiques et le fonctionnement des ponts roulants en prenant compte les charges soulevées, on conclut, d'après les calculs effectués, que pour assurer un bon fonctionnement du pont roulant étudié, le profilé **(HEB200)** vérifie bien les conditions de résistance et de stabilité de la poutre de roulement(**HEB340**).Le chapitre suivant consiste à pré-dimensionner les éléments secondaires de la structure pour résister aux différentes sollicitations dûe aux par les charges **(G, Q,V,S)**.

Chapitre IV : Prédimensionnement des éléments secondaires

IV.1. Introduction :

Dans ce chapitre, on dimensionne les éléments secondaires de la structure, Tout d'abord nous commençons par le calcul de la section et du diamètre du chéneau, ensuite nous calculons les pannes de couverture, l'échantignole et les liernes. Au final, nous faisons le dimensionnement des lisses de bardage et des potelets en vérifiant leur résistance aux différentes sollicitations induites par les charges (**G, Q, S, et V**).

IV.2. Etude des éléments secondaires :

IV .2.1. Calcul des chéneaux :

Le chéneau représente une partie importante de l'étanchéité et assure le rôle d'évacuation des eaux pluviales.

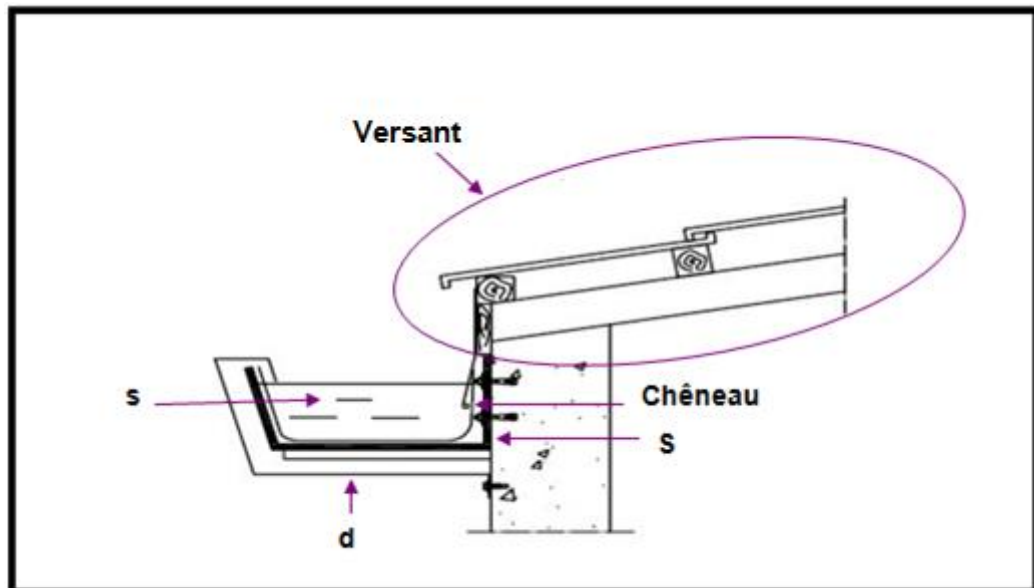


Figure IV.1. Le chéneau d'eau
Source: chéneaux-métalliques ¹

IV .2.1.1. Calcul de la Section et du diamètre du Chéneau :

La section du chéneau sera déterminée comme suit :

$$\frac{s}{S} \geq \frac{63}{\sqrt{\frac{s}{d} \times p}} \quad (\text{Voir annexe C})$$

Avec :

- s: Section transversale du chéneau en cm².

¹ <https://www.cheneaux-metalliques.fr/produits/>

- S : Surface couverte du chéneau en m^2 .
- d : Périmètre de la section mouillée du chéneau en cm.
- p : Pente du chéneau.

$$S = 6,04 \times 60 = 362,4 \text{ m}^2$$
$$p = 5 \text{ mm/m}$$

A partir des abaques : $\begin{cases} s = 320 \text{ cm}^2 \\ d = 20 \text{ cm} \end{cases}$ (Voir annexe C)

IV.3. Calcul des pannes :

Les pannes sont des poutres laminées réalisées soit en profilé formé à chaud en **(I)**, ou bien en **(U)**, soit en profilé formé à froid en **(Z)** ou **(Σ)**.

Leur rôle est de prendre le poids de la couverture ainsi que les surcharges climatique, elles sont disposées parallèlement à la ligne du faitage, elles sont calculées en flexion déviée pour pouvoir résister non seulement à son poids propres, mais aussi au poids propre de la couverture et les surcharges d'exploitations ainsi que les surcharges climatiques, Elles sont calculées suivant le "CCM97".

IV.3.1. Espacement entre pannes :

L'espacement entre pannes est défini en fonction de la portée admissible de la couverture. On suppose un espacement moyen de 1,4 m.

- **Charges à prendre en considération :**
 - Charges permanentes (Poids propre de la couverture) : $G = 0,142 \text{ kN/m}^2$
 - Charges d'entretien : $P = 1 \text{ kN}$.
 - Action de la neige : $S = 0,592 \text{ kN/m}^2$.
 - Action du vent : $V = -0,870 \text{ kN/m}^2$

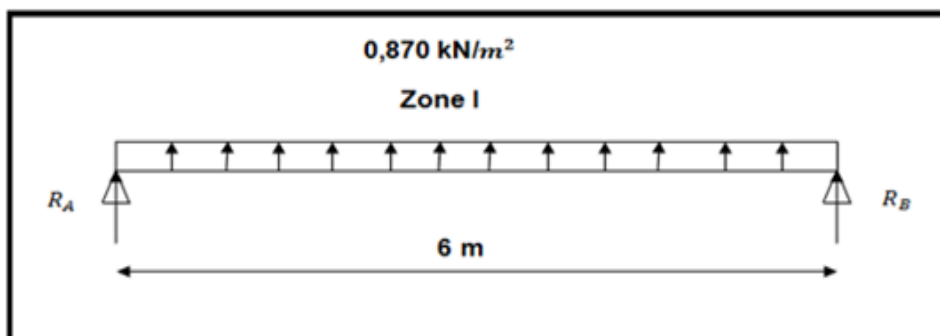


Figure IV.2. Répartition de la charge du vent sur la panne
Source: auteurs

$V_2 : 0,870 \text{ kN/m}$ représente la charge due à la dépression à la zone I

Avec :

$$R_A + R_B - V_2 \times 6$$

$$R_A + R_B = 5,22 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow L \times R_B - V_2 \times \frac{l^2}{2}$$

$$R_B = 2,61 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 5,22 \text{ kN} \Rightarrow R_A = 2,61 \text{ kN}$$

Avec :

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

$$M_{\max} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{0,870 \times 6^2}{8} = 3,915 \text{ kN}$$

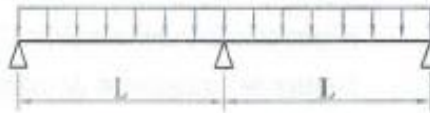
$$q_{\text{eq}} = \frac{8 \times M_{\max}}{l^2} = \frac{8 \times 3,915}{6^2} = 0,87 \text{ kN/m}^2$$

La combinaison de charge à prendre en considération et qui est la plus défavorable est:

$$G - V_2 = 0,142 - 0,870 = -0,728 \text{ daN/m}^2$$

D'après le tableau suivant en remarque bien qu'un panneau de type **TL75** d'épaisseur **75 mm** repose sur trois appuis avec un entraxe de **e = 5,12m**, peut résister à une charge ultime de 87daN/m². Donc ,on adopte un entraxe entre panne de **1,4 m**.

POUTRES A 02 TRAVEES



charges daN/m ²	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300
Type					5.12	4.82	4.58	4.38	4.21	4.07	3.94	3.83	3.73	3.63	3.55
TL 75	0.75	0.95	0.97	0.92	0.87	0.82	0.78	0.74	0.71	0.68	0.65	0.63	0.61	0.59	0.57

Figure IV.3 .Les portées maximales en fonction des charges pour une travée

(Voir Annexe C)

IV.3.2 .Dimensionnement des pannes :

- On dispose 6 fils de pannes sur chaque versant de la toiture
- Chaque panne repose sur deux appuis d'une distance de $L= 6,00\text{ m}$
- Espacement entre pannes adoptée est de $1,4\text{ m}$
- La pente de la toiture : $6,84^\circ$

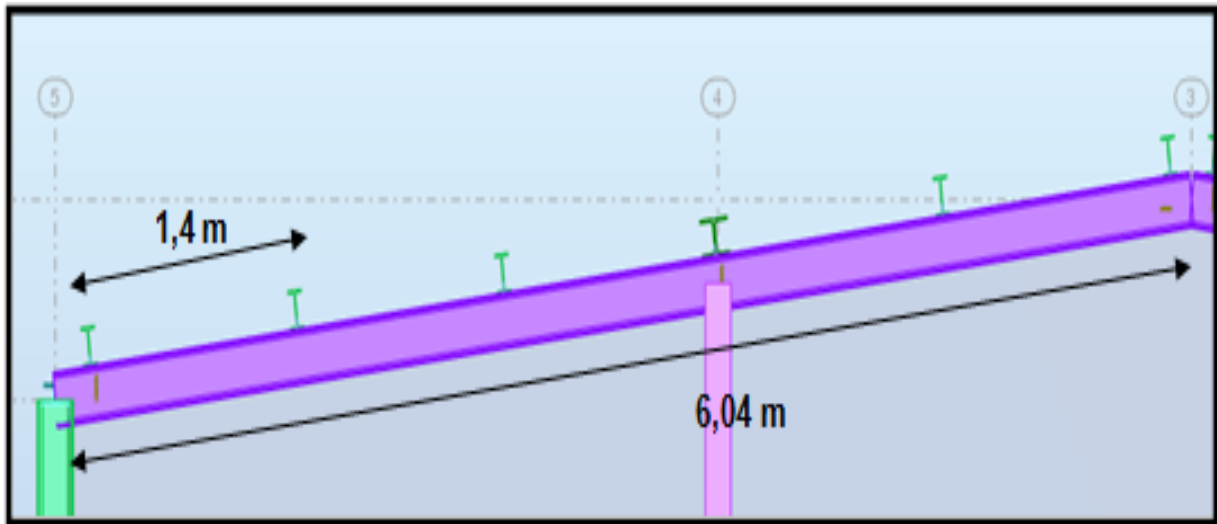


Figure IV.4. Illustration de la disposition des pannes sur la toiture
Source : Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

IV.3.3. Évaluation des charges et surcharges :

- Poids propre de la couverture (panneau sandwich) : $14,2\text{ daN/m}^2$
- La charge de la neige : $59,2\text{ daN/m}^2$
- La charge du vent dépression : -870 N/m^2

IV.3.4. Surcharge d'entretien (P) :

La charge d'entretien dans les toitures inaccessibles égales à **100Kg** lorsque les portées sont supérieures à **3m**, les charges sont situées à **1/3** et **2/3** de la portée de la panne.

Art.7.3.1 DTR BC 2.2

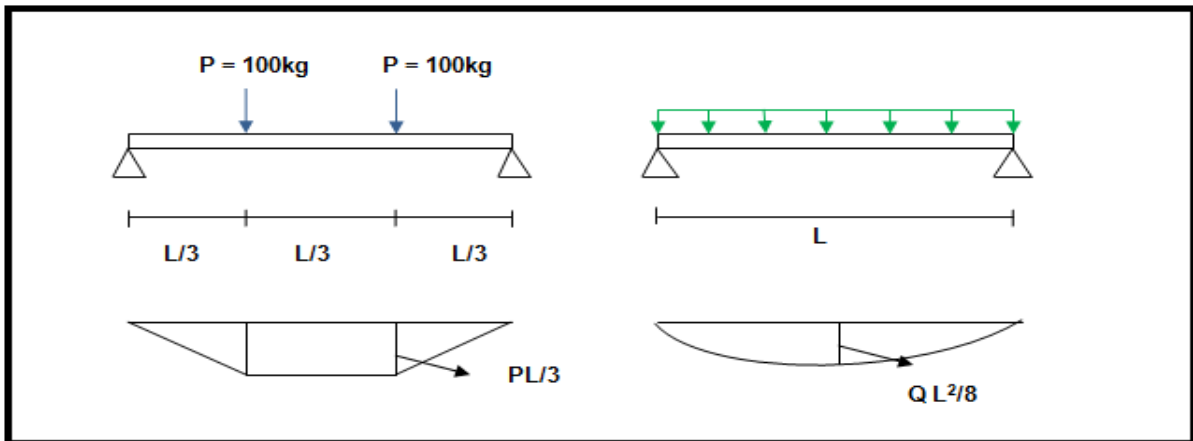


Figure IV.5. Répartition de la charge d'entretien sur la panne
Source : auteurs

$$M_{max} = \frac{P \times L}{3} = \frac{Q \times L^2}{8} \Rightarrow Q = \frac{8 \times P}{3L} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44,44 \text{ daN/ml}$$

IV.3.5. La charge supportée par la panne :

- Charge équivalente : $Q=44.44 \text{ daN/ml}$
- Action de la neige : $S=59,2 \text{ daN/m}^2$
- Action du vent : $V= -87 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre de la couverture : $G_c=14,2 \text{ daN/m}^2$

✚ Actions par mètre linéaire :

$G_c= 20 \text{ daN/ml}$

$Q=44,44 \text{ daN/ml}$

$S=83 \text{ daN/ml}$

$V= -121,8 \text{ daN/ml}$

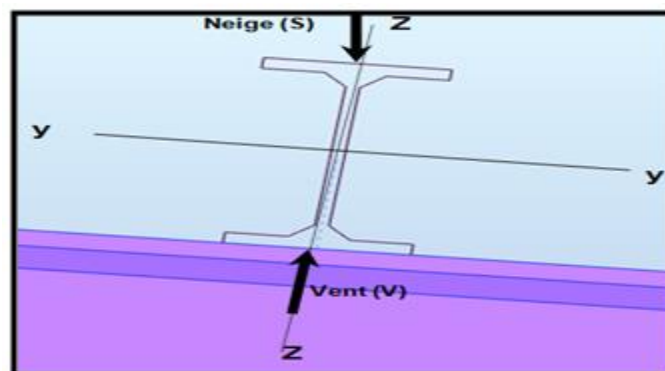


Figure IV.6. Sens du chargement climatique appliqué sur la panne.
Source : auteurs

IV.3.5.1. Décomposition des charges :

- Suivant l'axe (z-z) :

$$G_{cz} = G_c \cdot \cos \alpha = 0,2 \times \cos 6,84 = 0,2 \text{ kN/ml}$$

$$S_z = S \cdot \cos \alpha = 0,83 \times \cos 6,84 = 0,82 \text{ kN/ml}$$

$$V_z = -1,218 \text{ kN/ml}$$

$$G_{cz \text{ totale}} = -1,218 - 0,2 = -1,418 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{ent.z} = Q_{ent} \cdot \cos \alpha = 0,444 \times \cos 6,84 = 0,44 \text{ kN/ml}$$

- Suivant l'axe (y-y) :

$$G_{cy} = G_c \cdot \sin \alpha = 0,2 \times \sin 6,84 = 0,024 \text{ kN/ml}$$

$$S_y = S \cdot \sin \alpha = 0,83 \times \sin 6,84 = 0,1 \text{ kN/ml}$$

$$V_y = 0$$

$$Q_{ent.y} = Q_{ent} \cdot \sin \alpha = 0,444 \times \sin 6,84 = 0,05 \text{ kN/ml}$$

- Les combinaisons d'actions (ELU) :

- 1^{er} cas de risque : charge d'entretien et de maintenance :

$$q_1 = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q_{1y} = 1,35 \times 0,024 + 1,5 \times 0,05 = 0,11 \text{ kN/ml}$$

$$q_{1z} = 1,35 \times -1,218 + 1,5 \times 0,44 = -0,98 \text{ kN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{-0,98 \times 3^2}{8} = -4,428 \text{ kN/ml}$$

$$M_{z,sd} = \frac{q_y \times L^2}{8} = \frac{0,11 \times 6^2}{8} = 0,495 \text{ kN/ml}$$

- 2^{eme} cas de risque : Risque de la neige

$$q_2 = 1,35 G + 1,5 S$$

$$q_{2y} = 1,35 \times 0,024 + 1,5 \times 0,1 = 0,182 \text{ kN/ml}$$

$$q_{2z} = 1,35 \times -1,218 + 1,5 \times 0,83 = -0,40 \text{ kN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{-0,40 \times 6^2}{8} = -1,8 \text{ kN/ml}$$

$$M_{z,sd} = \frac{q_y \times L^2}{8} = \frac{0,182 \times 6^2}{8} = 0,819 \text{ kN/ml}$$

- **3^{eme} cas de risque : Risque de la dépression, (Vent, -)**

$$q_3 = G + 1,5 V$$

$$q_{3y} = 0,024 + 1,5 \times (0) = 0,024 \text{ kN/ml}$$

$$q_{3z} = -1,418 + 1,5 \times (-1,218) = -3,245 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ysd} = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{-3,245 \times 6^2}{8} = -14,60 \text{ kN /ml}$$

$$M_{zsd} = \frac{q_y \times L^2}{8} = \frac{0,024 \times 6^2}{8} = 0,108 \text{ kN/ml}$$

Les moments sollicitant max :

$$M_{ysd} = -14,60 \text{ kN /ml}$$

$$M_{zsd} = 0,819 \text{ kN/ml}$$

- **Les combinaisons d'actions (ELS) :**

On ne considérera dans nos calculs que les cas les plus défavorables :

- **1^{er} cas de risque : Risque de la neige**

$$q_2 = G + S$$

$$q_{2y} = 0,024 + 0,1 = 0,124 \text{ kN/ml}$$

$$q_{2z} = -1,418 + 0,83 = -0,588 \text{ kN/ml}$$

- **2^{eme} cas de risque : Risque de la dépression, (Vent, -)**

$$q_3 = G + V$$

$$q_{3y} = 0,024 + (0) = 0,024 \text{ kN/ml}$$

$$q_{3z} = 0,2 + (-1,218) = -1,018 \text{ kN/ml}$$

- Le dimensionnement se fait par la condition de limitation de la flèche (ELS) :

$$f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm} \quad \text{Tableau 4.1 CCM97}$$

Les valeurs limites recommandées pour les flèches vertical est de $L / 200$ selon :

$$I_y \geq \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times \frac{L}{200}} = \frac{5 \times 1,018 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times \frac{600}{200}} = 272,68 \text{ cm}^4$$

On adopte un **IPE 120** de caractéristiques suivantes :

Profilé	PARAMETRES DE LA SECTION								
	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³
IPE120									
MATERIAU ACIER S235	13,2	120	64	6,3	4,4	318	27,7	60,7	13,6

Tableau IV.1. Caractéristiques géométriques du profilé

Introduire le poids propre de la panne :

$$G_T = p_{couv} + p_{panne}$$

$$G_T = 20 + 10,4 = 30,4 \text{ daN/ml}$$

$$G_{TZ} = G_T \cdot \cos \alpha = 30,4 \times \cos 6,84 = 30,18 \text{ daN/ml}$$

$$G_{TY} = G_T \cdot \sin \alpha = 30,4 \times \sin 6,84 = 3,62 \text{ daN/ml}$$

Les combinaisons deviennent :

- **ELU :**

$$q_2 = 1,35 G + 1,5 S$$

$$q_{2y} = 1,35 \times 0,0362 + 1,5 \times 0,1 = 0,2 \text{ kN/ml}$$

$$q_{2z} = 1,35 \times 0,3018 + 1,5 \times 0,82 = 1,637 \text{ kN/ml}$$

$$q_3 = G + 1,5 V$$

$$q_{3y} = 0,0362 + 1,5 \times (0) = 0,0362 \text{ kN/ml}$$

$$q_{3z} = 0,3018 + 1,5 \times (-1,218) = -1,525 \text{ kN/ml}$$

Les charges maximales à l'ELU sur la panne la plus sollicitée sont :

$$q_z = 1,637 \text{ kN/ml}$$

$$q_y = 0,2 \text{ kN/ml}$$

✚ Détermination de moment sollicitant ELU :

- Axe z-z :

$$M_{ysd} = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{1,637 \times 6^2}{8} = 7,367 \text{ kN/ml}$$

- Axe y-y :

$$M_{zsd} = \frac{q_y \times L^2}{8} = \frac{0,2 \times 6^2}{8} = 0,9 \text{ kN/ml}$$

IV.3.6. Vérification de la résistance de la panne :

- Classe de l'âme fléchie :

Tableau 53.1 CCM97

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $d = 93,4 \text{ mm}$
- $t_w = 4,4 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{93,4}{4,4} = 21,23 \\ 72 \varepsilon = 72 \sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right. \implies \frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \implies \text{Donc l'âme est de classe I}$$

- Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

Avec :

- $c = 32 \text{ mm}$
- $b = 64 \text{ mm}$
- $t_f = 6,3 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{32}{6,3} = 5,08 \\ 10 \varepsilon = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \implies \frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \implies \text{Donc la semelle est de classe I}$$

Donc la section globale du profilé **IPE120** est de classe I

- **Vérification au cisaillement ELU :**

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_{y,sd} \leq V_{ply,r}$$

Avec :

$$A_{vz} = 6,31 \text{ cm}^2$$

$$V_{z,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times L}{2} = \frac{1,637 \times 6}{2} = 4,911 \text{ kN/ml}$$

$$V_{ply,r} = \frac{A_{vz} \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m0}} = \frac{6,31 \times 10^{-4} \times \left(\frac{235 \times 10^3}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 77,83 \text{ kN} \geq V_{z,sd} = 19,644 \text{ kN}$$

Donc, la résistance au cisaillement est vérifiée.

- **Resistance au voilement par cisaillement :** **Art 5.6.1(1) CCM97**

Si $\frac{d}{t_w} \leq 69\epsilon$ Ainsi il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement

Avec :

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

on a :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{93,4}{4,4} = 21,23 < 69 \epsilon$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

- **Vérification à l'état limite ultime :**

Les pannes travaillent en flexion déviée, il faut vérifier que :

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply,rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{zsd}}{M_{plz,rd}}\right)^\beta \leq 1 \quad \text{Art 5.4.8.1 (5.36) CCM97}$$

✚ Pour les sections en I et H :

$$\beta=1 \quad \alpha=2$$

$$\left(\frac{M_{ysd} \times Y_{m0}}{W_{ply} \times f_y}\right)^2 + \left(\frac{M_{zsd} \times Y_{m0}}{W_{plz} \times f_y}\right)^1 \leq 1$$

$$\left(\frac{7,367 \times 10^2 \times 1,1}{60,7 \times 23,5}\right)^2 + \left(\frac{0,9 \times 10^2 \times 1,1}{13,6 \times 23,5}\right)^1 = 0,633 \leq 1 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc, La panne en **IPE120** vérifie les contraintes de la flexion déviée

- **Condition de la flèche (ELS) :**
 - **Vérification de la flèche suivant (y-y) :**

$$q_y = 0,0362 + 0,05 = 0,0862 \text{ kN/ml}$$

$$f_y = \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$f_y = \frac{5 \times 0,0862 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 27,7} = 2,5 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche suivant (z-z) :**

$$q_z = 0,3018 + (-1,218) = -0,916 \text{ kN}$$

$$f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5 \times 0,916 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 318} = 2,31 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

condition vérifiée

• **Resistance de la panne au déversement :**

Dans le cas où un élément structurel élancé est chargé dans son plan rigide, il a une certaine tendance à présenter une instabilité dans un plan plus flexible. Dans le cas d'une poutre fléchie selon l'axe de plus forte inertie, la ruine peut se présenter sous une forme d'instabilité qui implique à la fois une flèche latérale et une rotation de torsion. Pour notre cas l'action exercée par le vent sur les toitures est une action de soulèvement.

Le soulèvement significatif en toiture a une influence sensible sur la conception de l'empannage : semelle inférieurs des pannes comprimée à maintenir vis-à-vis du déversement.

- **Le moment résistant de déversement est donné par la relation suivante :**

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{Art 5.5.2 (5.48) CCM97}$$

Avec :

β_w : 1 Section de classe I

$W_{ply} = 60,7 \text{ cm}^3$

- χ_{lt} : Facteur de réduction pour le déversement

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2}} \leq 1 \quad \text{Art 5.5.1.2 (5.46) CCM97}$$

Avec :

$$\begin{cases} \phi_{lt} = 0,5 [1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2] \\ \alpha_{lt} = 0,21 \text{ pour les profilés laminés} \end{cases}$$

- α_{lt} : Facteur d'imperfection.

Art 5.5.2(3) - CCM97

$$\lambda_{lt} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}} \quad \text{Annexe B (B.21) CCM97}$$

- C_1 : Facteur dépendant des conditions de charge et d'appui $C_1 = 1,132$
- L : Distance du lierne placée à mi-travée de la panne $L = 300 \text{ cm}$
- i_z : Moment de giration $i_z = 1,45 \text{ cm}$

$$\lambda_{lt} = \frac{300/1,45}{1,132^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{300}{\frac{1,45}{120}} \right)^2 \right]^{0,25}} = 119,98$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$$

Art 5.5.2(5) - CCM97

$$\lambda_1 = 93,9 \text{ E} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{119,98}{93,9} \times \sqrt{1} = 1,28 > 0,4 \text{ donc il y a risque de déversement.}$$

$$\phi_{lt} = 0,5 [1 + 0,21 \times (1,28 - 0,2) + 1,28^2] = 1,432$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{1,432 + \sqrt{1,432^2 - 1,28^2}} = 0,48 < 1 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$M_{brd} = \frac{0,48 \times 1 \times 60,7 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 6,22 \text{ kN.m}$$

$$M_{ysd} = 7,367 \text{ kN.m} > M_{brd} = 6,22 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Après une première tentative de vérification du déversement de la panne **IPE120** sur une longueur de **6,00 m** la panne ne vérifie pas vis-à-vis de ce dernier, On essaye un profilé **IPE 140**

$$\chi_{lt} = 0,52$$

$$M_{brd} = \frac{0,52 \times 1 \times 88,3 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 9,80 \text{ kN.m}$$

$$M_{ysd} = 7,367 \text{ kN.m} < M_{brd} = 9,80 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La section en **IPE140** assure une bonne résistance vis à vis des différents cas d'instabilité, il est convenable pour les pannes de notre structures à plusieurs versants.

IV.4. Calcul de l'échantignolle :

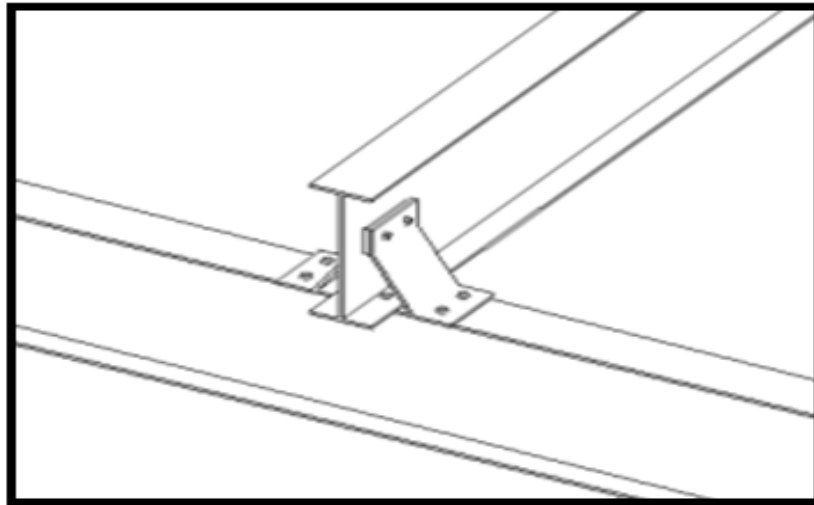


Figure IV.7. Echantignolle assemblée avec une panne.
Source : teklastructures²

IV.4.1. Dimensionnement de l'échantignolle :

- L'excentrement " t " :

" t " est limité par la condition suivant :

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

Pour un IPE140 : b = 73 mm

$$2 \times \left(\frac{73}{2}\right) \leq t \leq 3 \times \left(\frac{73}{2}\right)$$

$$73 \text{ mm} \leq t \leq 109,5 \text{ mm} \implies \text{on prend } t = 8 \text{ cm}$$

IV.4.2. Calcul du moment de renversement " M_r "

'M_r' sera déterminé par rapport à la section d'encastrement

$$M_r = R_y \times t + R_z \times \frac{h}{2}$$

$$R_y = q_{y,sd} \times \frac{L}{2}$$

$$q_{y,sd} = 1,35 G \times \sin \alpha = 1,35 \times [12,9 + (14,2 \times 1,4)] \times \sin 6,84$$

$$q_{y,sd} = 5,27 \text{ daN / ml}$$

²

https://teklastructures.support.tekla.com/fr/2016i/fr/det_appb_connection_map_beam_to_beam_bearing_ty_pe

$$R_z = q_{z,sd} \times \frac{L}{2}$$

$$q_{z,sd} = G \times \cos \alpha + 1,5V = [12,9 + (14,2 \times 1,4)] \times \cos 6,82 + 1,5 \times (-121,8)$$

$$q_{z,sd} = -150,15 \text{ daN / ml}$$

$$R_y = 5,27 \times \frac{6}{2} = 15,81 \text{ daN}$$

$$R_z = 150,15 \times \frac{6}{2} = 450,45 \text{ daN}$$

$$\begin{cases} R_y = 15,81 \text{ daN} \\ R_z = 450,45 \text{ daN} \end{cases}$$

• Echantignolle de Rive :

$$\begin{cases} R_y = 15,81 \text{ daN} \\ R_z = 450,45 \text{ daN} \end{cases}$$

$$M_r = R_y \times t + R_z \times \frac{h}{2} = 15,81 \times 8 + 450,45 \times \frac{14}{2} = 3279,63 \text{ daN.cm}$$

• Echantignolle intermédiaire :

$$\begin{cases} R_y = 2 \times 15,81 = 31,62 \text{ daN} \\ R_z = 2 \times (450,45) = 900,9 \text{ daN} \end{cases}$$

$$M_r = R_y \times t + R_z \times \frac{h}{2} = 31,62 \times 8 + 900,9 \times \frac{14}{2} = 6559,26 \text{ daN.cm}$$

IV.4.2 .Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle :

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

$$M_{sd} = M_r \leq \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{MO}}$$

$$W_{el} \geq \frac{M_r \times \gamma_{MO}}{f_y}$$

$$W_{el} \geq \frac{3279,63 \times 1,1}{2350}$$

$$W_{el} \geq 1,54 \text{ cm}^3$$

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

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{b}}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times 1,54}{7,3}} = 1,13 \text{ cm}$$

On prend une échantignolle d'épaisseur $e = 12 \text{ mm}$ (avec des raidisseurs on peut prendre $e = 6 \text{ mm}$)

IV.5. Calcul des liernes :

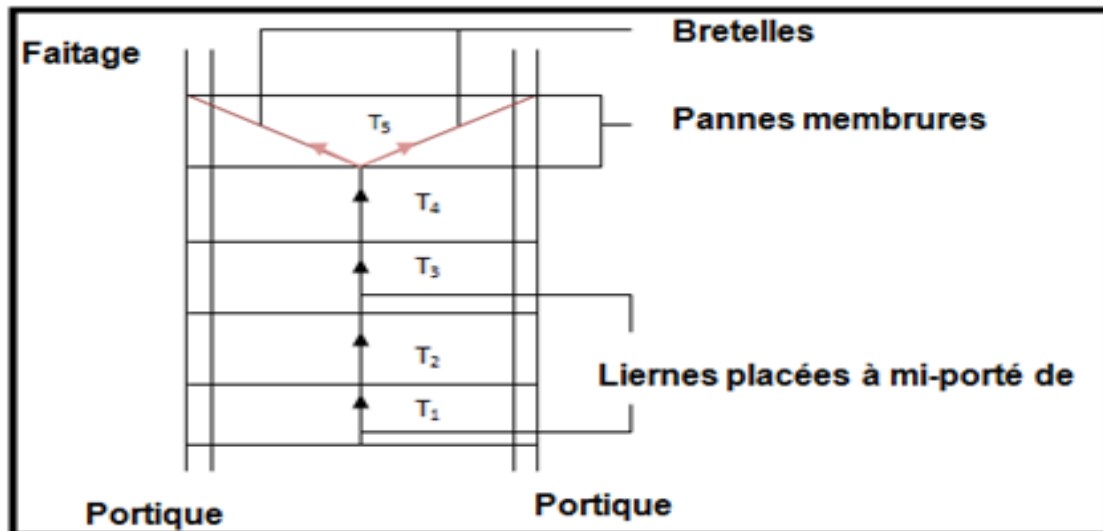


Figure IV.8. Vue en plan d'un versant de toiture.
Source : auteurs

IV.5.1. Calcul de l'effort maximal des liernes :

- La réaction R au niveau du lierne :

$$q_{ys} = [1,35(G_{IPE} + G_{couverture}) + 1,5S] \cos \alpha$$

$$q_{ys} = [1,35 \times (12,9 + 20) + 1,5 \times 83] \times \cos 6,84 = 167,71 \text{ daN}$$

$$q_{yv} = [1,35(G_{IPE} + G_{couverture}) + 1,5V] \cos \alpha$$

$$q_{yv} = [1,35 \times (12,9 + 20) + 1,5 \times 121,8] \times \cos 6,84 = 225,5 \text{ daN}$$

La combinaison la plus défavorable :

$$q_{yv} = 225,5 \text{ daN}$$

$$R = 1,25 \times q_{yv} \times \frac{L}{2} = 1,25 \times 2,255 \times \frac{6}{2} = 8,456 \text{ kN}$$

- Effort de traction dans le tronçon de lierne L1 provenant de la panne :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{8,456}{2} = 4,228 \text{ kN}$$

$$T_2 = T_1 + R = 4,228 + 8,456 = 12,684 \text{ kN}$$

$$T_3 = T_2 + R = 12,684 + 8,456 = 21,14 \text{ kN}$$

$$T_4 = T_3 + R = 21,14 + 8,456 = 29,6 \text{ kN}$$

$$\text{Arc tang}\left(\frac{1,4}{3}\right)=25,02^\circ$$

$$T_5 = \frac{T_4}{2 \sin \theta} = \frac{29,6}{2 \sin 25,02} = 35 \text{ kN}$$

Les liernes sont des tirants qui travaille en traction, et soumis à des efforts croissants, au fur et à mesure qu'ils se rapprochent du faitage.

IV.5.2. Dimensionnement de la section :

Le tronçon le plus sollicité est : L_5

Condition de vérification à la résistance plastique de la section :

$$N_{t,sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \quad \text{Art 5.4.3 (5.13) - CCM97}$$

$$A \geq \frac{\gamma_{m0} \times N_{t,sd}}{f_y} = \frac{1 \times 35}{23,5} \Rightarrow A \geq 1,489 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} \Rightarrow \phi = \sqrt{\frac{4 \times 1,489}{3,14}} = 1,377 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons pratiques et pour plus de sécurité, on opte pour une barre ronde de Diamètre $\phi = 14 \text{ mm}$

IV.6. Dimensionnement des lisses de bardage :

Les lisses de bardages sont produites de poutrelles (UPN, UAP, UPE) ou de profils minces pliés. Elles sont disposées horizontalement et portées soit par les poteaux de portiques, soit par les potelets intermédiaires. L'entre-axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

IV.6.1. Détermination du poids propre du bardage :

D'après le tableau ci-dessous, on adopte un panneau de bardage 40 mm d'épaisseur avec un poids de 12,9 daN/m² :

CARACTERISTIQUES DU PANNEAU		Epaisseurs nominales de l'âme (mm)						
		30	40	50	60	80	100	120
DIMENSIONNELLES	Epaisseur parement extérieur (mm)				0,50 - 0,63 - 0,75			
	Epaisseur parement intérieur (mm)				0,50 - 0,63			
	Largeur utile				1000 mm			
	Largeur hors tout				1080 mm			
	Longueur maximale hors tout				16000 mm			
	Débord en extrémité				50 - 100 - 200 - 300 mm			
PONDERALES (kg/m ²)	Ex. en épaisseurs 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3	16,1

Tableau IV.2. Poids propre correspondant à chaque épaisseur

(Voir Annexe C)

IV.6.2 .Détermination de la portée maximale pour le bardage :

La charge maximale du vent sur les parois verticale $V = -1,197 \text{ kN/m}^2$. On suppose que le panneau de bardage repose sur plusieurs appuis (lisses). A l'aide du tableau ci-dessous on détermine la portée maximale entre les lisses :

2 APPUIS								PORTÉE (m)	3 APPUIS							
Epaisseurs nominales de l'âme									Epaisseurs nominales de l'âme							
120	100	80	60	50	40	30	30		40	50	60	80	100	120		
PRESSION					141	119	101	3,00	149	132	148					PRESSION
DEPRESSION				156	142	128	96		109	132	148					DEPRESSION
PRESSION				142	123	103	84	3,20	130	150	160					PRESSION
DEPRESSION			151	139	124	109	84		97	119	133	148				DEPRESSION
PRESSION			145	127	109	90	71	3,40	115	132	153	160				PRESSION
DEPRESSION	158	158	133	124	109	94	74		86	107	120	132	127			DEPRESSION
PRESSION	148	148	131	114	97	79	60	3,60	102	117	137	157	160			PRESSION
DEPRESSION	135	135	120	111	96	81	66		78	97	108	119	121	123	123	DEPRESSION
PRESSION	134	134	119	103	87	70	52	3,80	91	104	123	142	160	160	160	PRESSION
DEPRESSION	131	131	109	99	85	71	59		72	88	98	108	115	122	122	DEPRESSION

Tableau IV.3.Charges maximales admissibles en daN/m² en fonction des portées d'utilisation

(Voir Annexe C)

$V = -119 \text{ daN/m}^2$, cette valeur est vérifiée pour une charge utile de 119 daN/m^2 ce qui correspond à un entre-axe maximal de $3,20 \text{ m}$ avec une épaisseur de 40 mm (cas de panneau repose sur plusieurs appuis)

On prend un entre-axe entre lisse $e = 1,25 \text{ m}$

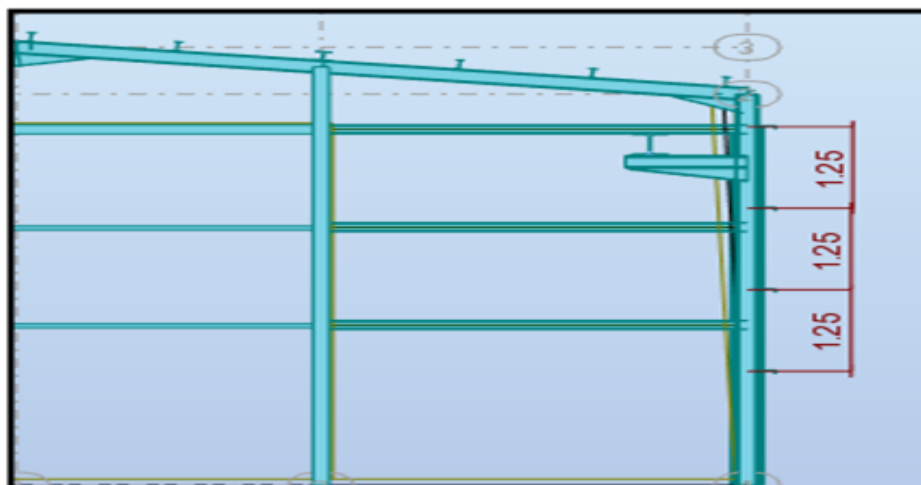


Figure IV.9. Disposition des lisses sur le poteau.
Source : Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

✚ Données de calcul :

- Chaque lisse repose sur deux appuis
- La portée entre axe des lisses $e = 1,25$ m
- On dispose 4 rangées de lisses sur chaque paroi.
- Longueur des lisses : 6,00 m

IV.6.3. Détermination des charges et surcharges :

- **Les charges permanentes:**

- Poids propre de bardage LL40 (panneau sandwich) : 12,9 daN/m²
- Poids propre des accessoires d'attache : 5 daN/m²
- Poids propre de la lisse UPN100 est estimé : 10,6 daN/m

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

$$G = (12,9 + 5) \times 1,25 + 10,6 = 32,975 \text{ daN/m}^2$$

- **La surcharge climatique due au vent :**

On calcul les lisses de bardage avec la valeur max sur long- pan : $V = -1,197$ kN/ml

✚ Charges appliquées à L'ELU :

$$q_{z,sd} = 1,5V \times e$$

$$q_{z,sd} = 1,5 \times (1,197) \times 1,25 = 2,24 \text{ kN}$$

✚ Charges appliquées à L'ELS :

$$q_{z,sd} = V \times e$$

$$q_{z,sd} = 1,197 \times 1,25 = 1,50 \text{ kN}$$

- **Le dimensionnement se fait par la condition de limitation de la flèche :**

$$f_z = \frac{5 \times q_{sz} \times L^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 1,5 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 3} = 401,79 \text{ cm}^4$$

On adopte un **UPN 140** de caractéristiques suivantes :

Profilé	PARAMETRES DE LA SECTION								
	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³
UPN 140									
MATERIAU ACIER S235	20	140	60	10	7	605	62,7	103	28,3

Tableau IV.4. Caractéristiques géométriques du profilé UPN 140

- **Vérification de la sécurité structurale dans le domaine élastique :**

✚ Condition de la résistance :

$$\left[\frac{M_y}{M_{ely}} \right] + \left[\frac{M_z}{M_{elz}} \right] \leq 1 \dots \dots \dots \mathbf{A}$$

- En présence de l'action du vent dépression :

$$M_{ysd} = \frac{1,5 \times V \times L^2}{8}$$

$$M_{ysd} = \frac{1,5 \times 1,5 \times 6^2}{8} = 10,125 \text{ kN}$$

- Sous l'effet des charges verticales permanentes :

$$M_{ysd} = \frac{1,35 \times G \times L^2}{8}$$

$$M_z = \frac{1,35 \times 0,32975 \times 6^2}{8} = 2 \text{ kN}$$

- **Détermination de la Classe :**

✚ Classe de l'âme fléchie:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{98}{7} = 14 \leq 72\varepsilon = 72 \implies \text{l'âme de classe I}$$

- Classe de la semelle (comprimée) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{60}{10} = 6 \leq 10\varepsilon = 10 \implies \text{l'âme de classe I}$$

Donc, la section est de classe I

$$M_{ely,rd} = \frac{W_{ely} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{ely,rd} = \frac{86,4 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 18,46 \text{ kN.m}$$

$$M_{elz,rd} = \frac{W_{elz} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{ely,rd} = \frac{14,8 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 3,16 \text{ kN.m}$$

On remplace dans (A) :

$$\left[\frac{10,125}{18,46} \right] + \left[\frac{2}{3,16} \right] = 1,18 > 1 \quad \text{condition non vérifiée}$$

Donc on adopte des liernes à mi- portée :

$$M_{z,sd} = \frac{q_{uy} \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8}$$

$$M_{z,sd} = \frac{1,35 \times 0,32975 \times \left(\frac{6}{2}\right)^2}{8} = 0,50 \text{ kN}$$

$$\left[\frac{10,125}{18,46} \right] + \left[\frac{0,50}{3,16} \right] = 0,707 < 1 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc la résistance est vérifiée.

- **Vérification de la flèche à ELS :**

- suivant (z-z) :

$$f_z = \frac{5 \times q_{z,sd} \times L_y^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5 \times 2,24 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 605} = 2,97 \text{ cm} < f_{adm} = 3 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

- suivant (y-y) :

$$f_y = \frac{5 \times q_{y,sd} \times L_z^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$f_y = \frac{2,05 \times 0,3232 \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 62,7} = 0,108 \text{ cm} < f_{adm} = 1,5 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_{zsd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Avec :

$$A_{vz} = 10,4 \text{ cm}^2$$

$$V_{zsd} = \frac{1,5 \times V \times L}{2}$$

$$V_{zsd} = \frac{1,5 \times 2,24 \times 6}{2} = 10,08 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{10,4 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{\sqrt{3} \times 1,1} = 128,28 \text{ kN}$$

$$V_{zsd} \leq V_{pl,rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification au déversement :**

- Le moment résistant de déversement est donné par la relation suivante :

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

- χ_{lt} : Facteur de réduction pour le déversement.

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \phi_{lt} = 0,5 [1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2] \\ \alpha_{lt} = 0,21 \text{ pour les profilés laminés} \end{cases}$$

Où :

- $\bar{\lambda}_{lt}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

- M_{cr} : Moment critique élastique de déversement

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

Annexe B. (B.1) – CCM97

Avec :

- C_1 : Coefficient dans le cas de charges transversales dépend des conditions de charge et d'encastrement. ($C_1 = 1,132$). **(Voir Annexe C)**

- E : Module de Young = $21,10^6 \text{ N/cm}^2$

- G : Module d'élasticité transversal = $\frac{E}{2(1+\nu)} = 8,08.10^6 \text{ N/cm}^2$

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 62,7}{300^2} \times \sqrt{\frac{1,8}{62,7} + \frac{300^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 5,68}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 62,7}} = 29,14 \text{ kN.m}$$

Alors :

$$\bar{\lambda}_{lt} = 0,89$$

$$\phi_{lt} = 0,5 [1 + 0,21(0,89 - 0,2) + 0,89^2] = 0,969$$

$$X_{lt} = \frac{1}{0,969 + \sqrt{0,969^2 - 0,89^2}} = 0,74$$

Donc :

$$M_{brd} = \frac{0,74 \times 1 \times 103 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 16,28 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} = 10,125 \text{ kN.m} < M_{brd} = 16,28 \text{ kN.m}$$

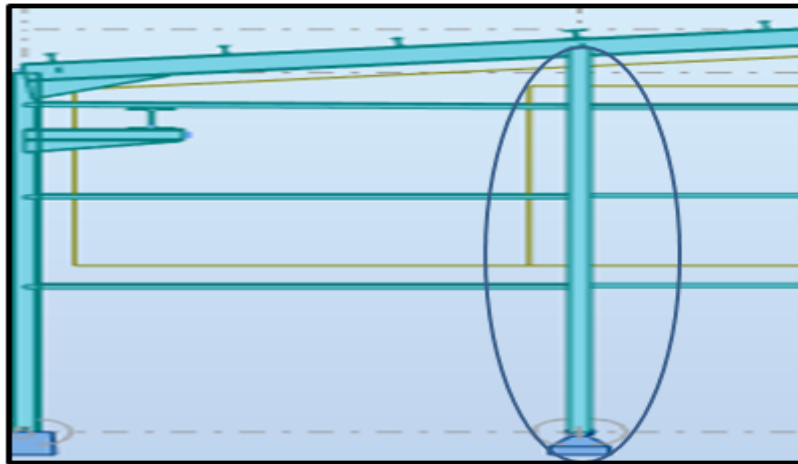
condition vérifiée

IV.7. Calcul des potelets :

Les potelets sont des éléments de profilé laminé, leur rôle est transmettre les différents efforts horizontaux à la poutre au vent et les efforts verticaux vers le sol.

Ce sont des profilés disposés verticalement sur le pignon, Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités, et sont soumis à la flexion composée dont des efforts sont :

- Effort normal produit par le poids propre du potelet et les lisses de bardage.
- Effort de flexion produit par l'action du vent sur le pignon.



*Figure IV.10. Un potelet articulé
Source : auteurs*

IV.7.1. Evaluations des charges et surcharges agissant sur le potelet le plus sollicité :

- Charges permanentes **G** : (Verticale concentrée)
- Poids propre de bardage **LL40** (panneau sandwich) 12,9 daN/m²
- Poids propre des accessoires d'attaches 5 daN/m²
- Poids propre de la lisse (**UPN140**) 16 daN/ml

Nous avons une longueur de la lisse de 4,25 m et un nombre de lisses supportées par le potelet de 4 lisses dont l'entraxe central des potelets est de 5m

$$G = (G_{UPN} \times e \times n) + (G_{bardage} + pp_a) \times S$$

$$G = (16 \times 4,25 \times 4) + (12,9+5) \times 4,25 \times 4,34 = 1461,70 \text{ daN}$$

La charge du vent la plus défavorable appliquée sur le pignon est de 1196,82 N/m²

Soit l'action par mètre linéaire est de : $W = 1,20 \times 4,25 = 5,1 \text{ kN /ml}$

IV.7.2. Détermination de la section du potelet :

Sous la condition de limitation de la flèche (ELS) tableau 4.1 CCM 97
Les potelets étant articulés en tête et en pied, la flèche max est :

$$f_y = \frac{5 \times w \times l^4}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{l}{200}$$

$$I_y \geq \frac{1000 \times w \times l^3}{384 \times E} = \frac{1000 \times 510 \times 10^{-2} \times 642^3}{384 \times 21 \times 10^5} = 1673 \text{ cm}^4$$

Ce qui correspond à un profilé : **IPE 270**

Profilé	PARAMETRES DE LA SECTION								
IPE270	A <i>cm²</i>	h <i>mm</i>	b <i>mm</i>	t_f <i>mm</i>	t_w <i>mm</i>	I_y <i>cm⁴</i>	I_z <i>cm⁴</i>	W_{ply} <i>cm³</i>	W_{plz} <i>cm³</i>
MATERIAU ACIER S235	45,9	270	135	10,2	6,6	5790	400	484	97

Tableau IV.5 . Caractéristiques géométriques du profilé IPE 270

- **Le poids total (G) :**

$$G = G + pp \text{ du potelet} = 1461,70 + 36,1 \times 6,42 = 1693,46 \text{ daN}$$

IV.7.3. Vérification la résistance de la section :

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

Pour la vérification de l'effort tranchant, on doit appliquer la condition suivante :

$$\text{Si : } V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd} \implies M_{sd} \leq M_{c,rd} \quad \text{Art 5.4.7 (2) CCM97}$$

- **M_{c,rd}**: Moment résistant plastique

$$V_{max} = V_{z,sd} = \frac{1,5w \times l}{2} = \frac{1,5 \times 5,1 \times 6,42}{2} = 24,56 \text{ kN/ml}$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

Art 5.4.6 (1) CCM97

$$V_{plz,Rd} = \frac{22,1 \times (23,5 / \sqrt{3})}{1,1} = 272,58 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd} \implies 24,56 \text{ kN} \leq 136,29 \text{ kN}$$

condition vérifiée

Alors :

L'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant est négligée.

• **Vérification de l'effort axial :**

On utilise la condition suivante :

$$\mathbf{Si : } N_{sd} \leq \mathbf{Min (0,25N_{pl,rd} ; 0,5A_w \cdot f_y / \gamma_{m0})}$$

Alors :

Pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort axial.

$$N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 1693,46 \times 10^{-2} = 22,86 \text{ kN}$$

$$N_{pl,rd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{45,9 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 980,59 \text{ kN}$$

$$0,25N_{pl,rd} = 245,15 \text{ kN}$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 45,9 - 2 \times 13,5 \times 1,02 = 18,36 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,5 \times A_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,5 \times 18,36 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 196,12 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 22,86 \text{ kN} < 196,12 \text{ kN}$$

Alors :

L'indice de l'effort axial sur le moment fléchissant est négligé.

- Classe de la section :

-Classe de la semelle :(semelle comprimée) :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{67,5}{10,2} = 6,62 \leq 10\epsilon = 10 \quad \text{semelle de classe I}$$

-Classe de l'âme :(Ame comprimée) :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219,6}{6,6} = 33,27 \leq 38\epsilon \quad \text{semelle de classe I}$$

Donc la section est de classe I

- **Vérification d'élément aux instabilités :**

- **Éléments comprimés et fléchis :**

-Flexion composée sans risque de déversement :

Art 5.5.4 (5.51) CCM97

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \quad \dots(1)$$

-Flexion composée avec risque de déversement :

Art 5.5.4 (5.52) CCM97

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,rd}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \quad \dots(2)$$

$$M_{z,sd} = 0$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 5,1 \times 6,42^2}{8} = 39,41 \text{ kN.m}$$

$$M_{c,rd} = M_{ply,rd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{8} = \frac{484 \times 23,5}{8} = 1421,75 \text{ kN.m}$$

$$39,41 \text{ kN.m} < 1421,75 \text{ kN.m}$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement :

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

- **Flambement par rapport à l'axe (y-y) :**

$$\chi_y = \frac{1}{\left(\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2} \right)}$$

$$\phi_{lt} = 0,5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2]$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

Où :

$$\beta_A = 1 \quad \Longrightarrow \quad \text{classe I}$$

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_A}$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{642}{11,2} = 57,32$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{57,32}{93,9} = 0,61$$

- **Courbe de flambement :**

Figure 55.1 CCM97

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 > 1,2 \Rightarrow (y-y) \Rightarrow a \Rightarrow \alpha_y = 0,21$$

$$\phi_{lt} = 0,5[1 + 0,21(0,61 - 0,2) + 0,61^2] = 0,729$$

$$\chi_y = \frac{1}{(0,729 + \sqrt{0,729^2 - 0,61^2})} = 0,886$$

-Flambement par rapport à l'axe (z-z)

$$\lambda_z = \frac{I_z}{i_z} = \frac{125}{3,02} = 41,39$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{41,39}{93,9} = 0,44$$

- **Courbe de flambement :**

Figure 55.1 du CCM97

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 > 1,2 \Rightarrow (z-z) \Rightarrow b \Rightarrow \alpha_z = 0,34$$

$$\phi_{lt} = 0,5[1 + 0,34(0,44 - 0,2) + 0,44^2] = 0,638$$

$$\chi_y = \frac{1}{(0,638 + \sqrt{0,638^2 - 0,44^2})} = 0,91$$

$$\chi_{min} = 0,886$$

- **Calcul de l'élancement réduit vis-à-vis du déversement :**

Les profilés laminés en I ou H :

$$\lambda_{lt} = \frac{L_z/i_z}{C_1^{0,5} \times [1 + \frac{1}{20} \times (\frac{L_z/i_z}{h/t_f})^2]^{0,25}}$$

Annexe B (B.21) CCM97

$$\lambda_{lt} = 37,09$$

$$L = 1,132 \text{ cm}$$

Avec :

- **L** : Distance du lierne placée à mi - travée de la lisse

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{37,09}{93,9} = 0,39 < 0,4 \quad \text{pas de risque de déversement}$$

- **Calcul de coefficient k :**

$$\mu_y = \lambda_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{Art 5.5.4 (1) CCM97}$$

$$\mu_y = 0,61 \times (2 \times 1,3 - 4) + \frac{484 - 429}{429} = -0,73 < 0,9$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,73 \times 2286}{0,91 \times 45,9 \times 2350} = 1,01 < 1,5$$

- Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie $\beta_{My} = 1,3$

(voir Annexe C)

- β_{My} : Est un facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.

On remplace dans (1) :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} = \frac{2286}{0,886 \times 98059} + \frac{1,01 \times 9428}{142175} = 0,25 \leq 1 \quad \text{condition vérifiée}$$

Le profilé **IPE270** convient comme potelet pour notre structure.

IV.8. Conclusion :

Ce chapitre présente les caractéristiques et le fonctionnement des éléments secondaires de la structure pour bien résister aux différentes sollicitations induites par les charges (**G**, **Q**, **S**, **V**).

D'après les calculs effectués, on a choisi les profilés appropriés qui assurent le bon fonctionnement et associés aux conditions de résistance.

Les pannes (**IPE140**), les lisses (**UPN140**), et les potelets (**IPE270**).

Le chapitre suivant concerne à faire l'étude sismique et le comportement dynamique de notre ouvrage.

Chapitre V : Etude sismique

V.1. Introduction :

Un séisme est un mouvement naturel du sol qui commence brusquement et qui dure peu : de quelques secondes.

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements horizontaux supportés par les fondations. Les forces d'inertie créées par leur masse et qui s'oppose aux mouvements, permettent aux constructions de résister à ces mouvements entraînant, par la même, des efforts dans la structure.

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- Par la méthode statique équivalente ;
- Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Chapitre 4 (4.1.1) RPA99V2003

L'objectif de ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter notre structure.

L'analyse de la structure est faite par le logiciel Robot à base de la méthode des éléments finis.

V.2. Analyse de la structure :

L'analyse d'une structure consiste en la détermination de sa déformée et de ses sollicitations de réduction. Lorsque les efforts qui lui sont appliqués varient suffisamment lentement dans le temps, l'analyse peut être réalisée sous l'hypothèse d'un comportement quasi-statique. Pour différentes raisons, mais surtout pour en simplifier la modélisation numérique, une structure physiquement continue est généralement modélisée à l'aide d'un ensemble fini de degrés de liberté au coordonnées généralisées. L'exemple le plus usuel est certainement celui de la méthode des éléments finis. V. Denoël¹

L'analyse élastique globale, peut être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions imposées par les règlements en ingénieur.

- **Chargement statique :**

- Le poids propre de la structure
- Les effets dus aux actions climatiques (Neige, Vent)

¹ : V. Denoël, Analyse dynamique des structures du génie civil, Dernière mise à jour : 27 octobre 2010

- **Chargement dynamique :**

- Les effets sismiques

V.2.1. Calcul de la force sismique total :

La force totale (**V**) appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad \text{Art 4.2.3.(4.1) RPA99V2003}$$

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération de zone, donné par le **tableau (4.1) RPA99V2003** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

on est dans :

Zone I \Rightarrow groupe d'usage 2 \Rightarrow A = 0,1 **(voir Annexe D)**

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen qui est en fonction de la catégorie du site du facteur d'amortissement (**η**) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T}{T_2}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T}{T_2}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3s \end{cases}$$

Art 4.2.3. (4.2) RPA99V2003

- **T₁, T₂** : Périodes caractéristiques , associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau (4.7) RPA99V2003**

Site rocheux $\Rightarrow S_1 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,30 \text{ s} \end{cases}$ **(voir Annexe D)**

Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la **figure (4.1) RPA99V2003** pour un amortissement $\xi = 4\%$

- **η** : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \quad \text{Art 4.2.3(4.3) RPA99V2003}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+4)}} = 1,08 \geq 0,7$$

où :

- ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

on a :

(voir Annexe D)

$$\xi=4\% \Rightarrow \eta=1,08$$

- R : coefficient de comportement global de la structure.

(Voir Annexe D)

Ossature contreventée par palé en V $\Rightarrow R=3$

V.2.2. Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}} \quad \text{Art 4.2.4 (4.6) RPA99V2003}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N)

On a :

$$h_N=6,72 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) RPA99V2003

Portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie : $C_T = 0,085$

Donc :

$$T = 0,085 \times 6,72^{\frac{3}{4}} = 0,35 \text{ s}$$

On a :

$$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} = 0,3 \leq 0,35 \leq 3 \text{ s}$$

Donc :

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T}{T_2}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times (1,08) \left(\frac{0,4}{0,3}\right)^{\frac{2}{3}} = 3,27$$

- **Q** : facteur de qualité,
Le facteur de qualité de la structure est fonction de :
 - La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
 - La régularité en plan et en élévation
 - La qualité du contrôle de la construction

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{Art 4.2.3 (4.4) RPA99V2003}$$

- P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non "

Critère q	P_q	
	Observé	Non observé
1. condition minimales sur les files de contreventement	0	0
2. redondance en plan	0	0
3. régularité en plan	0	0
4. régularité en élévation	0	0
5. control de la qualité des matériaux	0	0,05
6. control de la qualité de l'exécution	0	0,10
		$\sum P_q = 0,15$

Tableau V.1. Pénalité de vérification par le calcul du facteur Q
Source : auteurs

$$Q = 1 + 0,15 = 1,15$$

- **W** : poids total de la structure,

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (**i**) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Art 4.2.3 (4.5) RPA99V2003}$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipement, fixes éventuels, solidaires de à la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée d'application de la charge d'exploitation pris égal à 0,40 **le tableau (4.5) RPA99V2003.**

Le poids total de la structure peut être obtenu directement à partir du Logiciel

ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS en introduisant la combinaison $W_{G1} + \beta W_{Q1}$

Le poids total de la structure est de : 77220,95 daN = 772,20 kN

Force sismique totale V :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

$A = 0,1$; $D = 3,27$; $Q = 1,15$; $R = 3$; $W = 772,20$ kN

$$V_{x,y} = \frac{0,1 \times 3,27 \times 1,15}{3} \times 772,20 = 96,80 \text{ kN}$$

V.3. Méthode dynamique modale spectrale :

Le principe de cette méthode est de recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Art 4.3.2 RPA99V2003

V.3.1. Modélisation :

- a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation par rapport à l'axe vertical).
- c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

- e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatives dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie, la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

V.3.2. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{s_a}{g} = \left\{ \begin{array}{ll} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{array} \right.$$

Art 4.3.3. (4.13) RPA99V2003

Avec : Les Coefficients **A, η, R, T₁, T₂, Q** ; sont déjà déterminés.

V.3.3. Résultats de calcul :

- Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = 1,08 ; A=0,1 ; T_1=0,15 \text{ s} ; T_2=0,30 \text{ s}$$

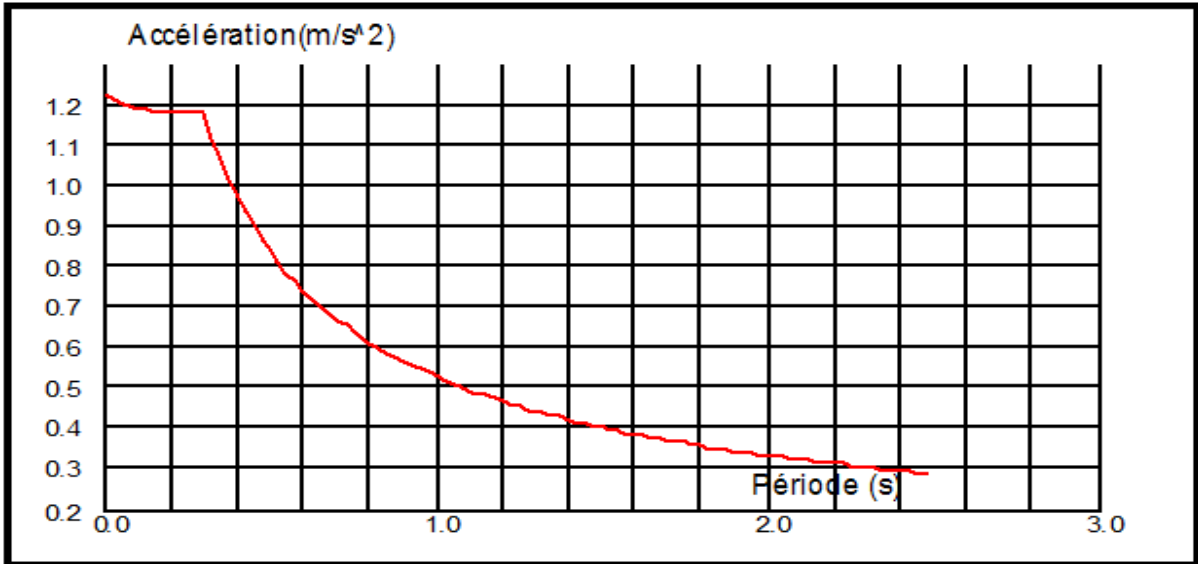


Figure V.1. Spectre de réponse suivant X
Source : Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

$$\sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = 1,08 ; A=0,1 ; T_1=0,15 \text{ s} ; T_2=0,30 \text{ s}$$

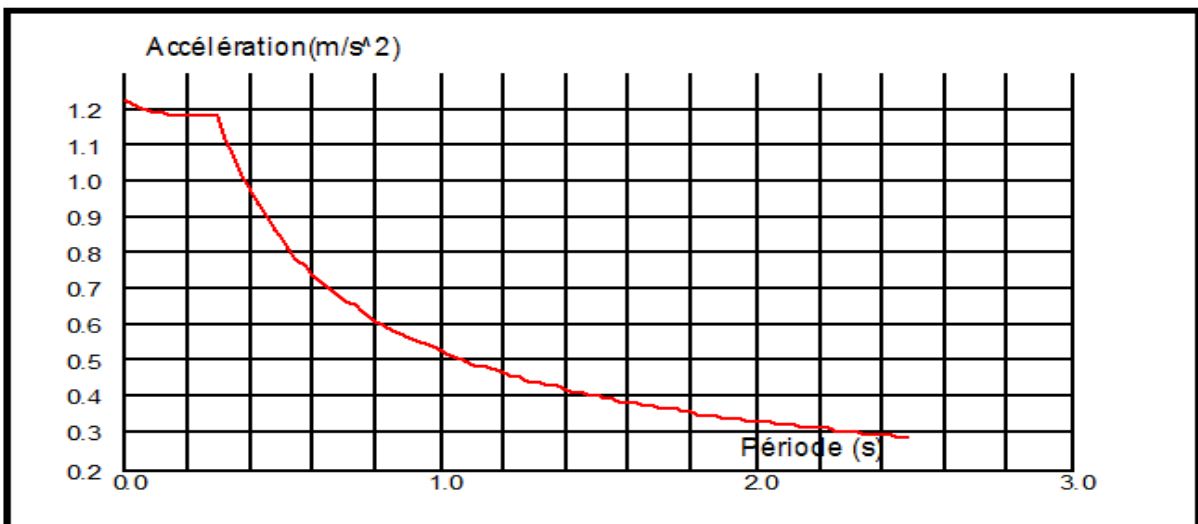


Figure V.2. Spectre de réponse suivant Y
Source : Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

V.3.4. Les réponses modales de la structure :

Les déformations de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants sont illustrées dans les figures suivantes :

Mode 01. Translation suivant l'axe X-X période 0,5 s

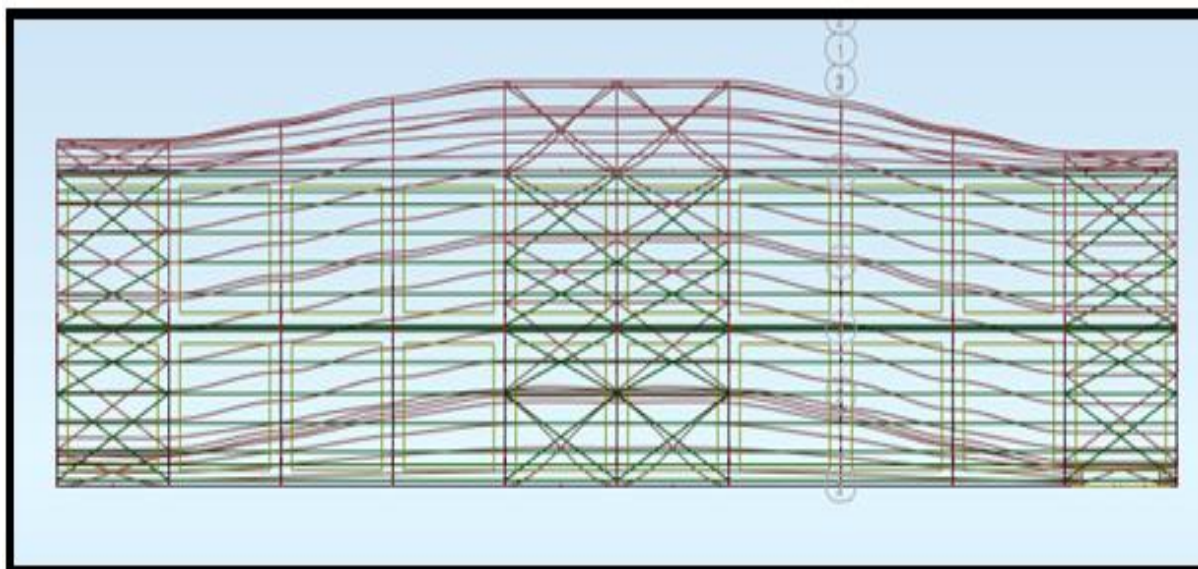


Figure V.3. Mode de déformation 1
Source : Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

Mode 02 : Translation et rotation suivant l'axe Y-Y période 0,43 s

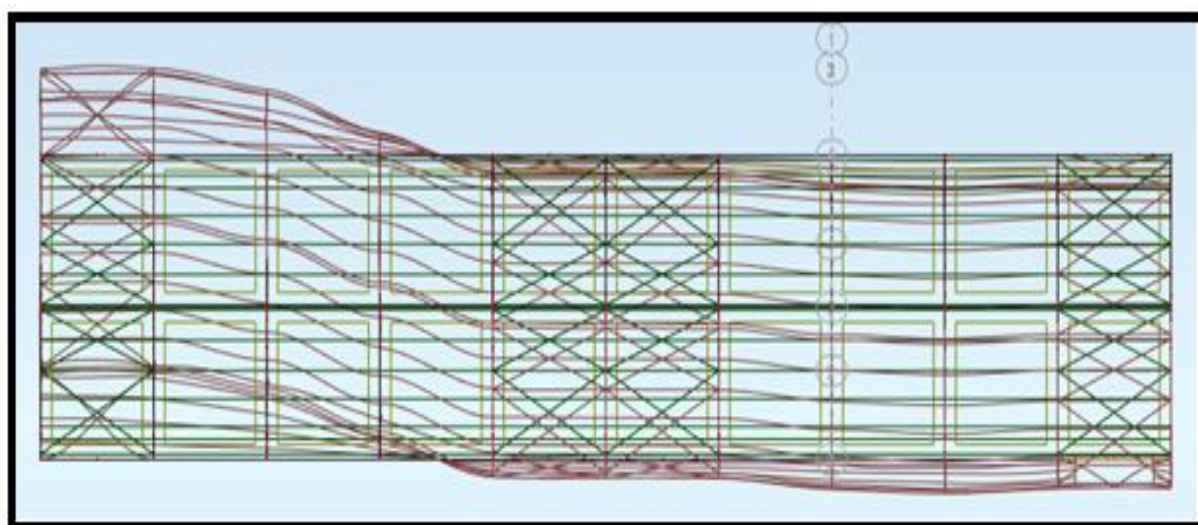


Figure V.4. Mode de déformation 2
Source : Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

Mode 03 : Rotation suivant l'axe Z-Z période 0,4 s

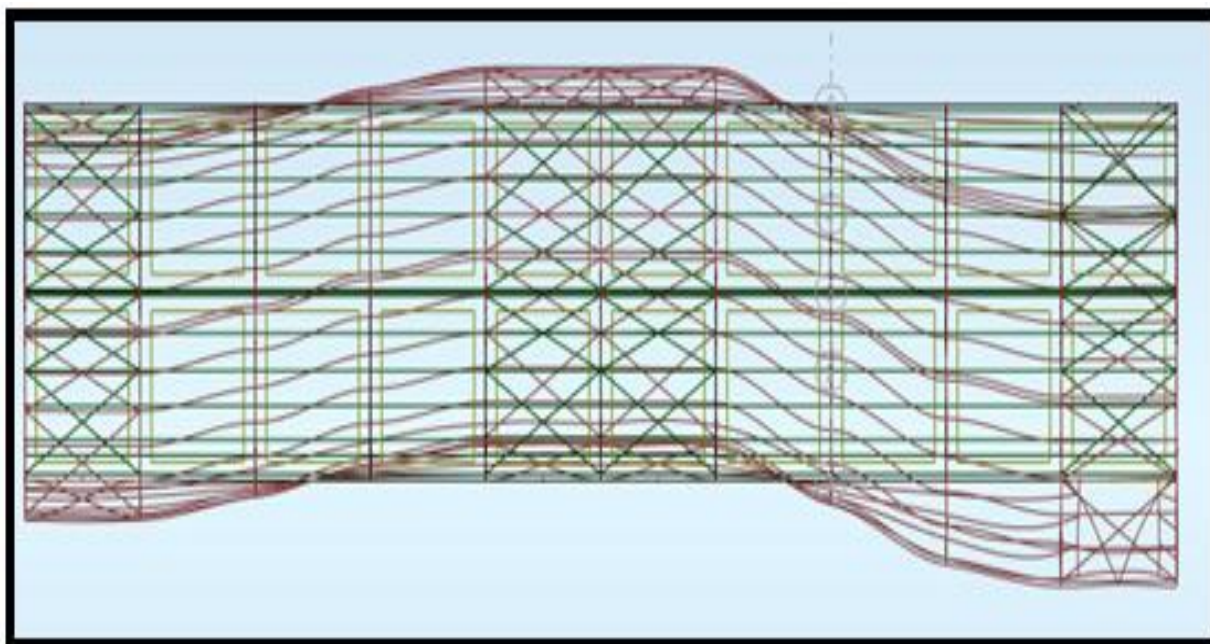


Figure V.5. Mode de déformation 3

Source : Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

V.3.5. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99V2003, La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) par le rapport $0,8 V/V_t$.

Force Sismique	V statique (kN)	0,8V Statique	V_t dynamique	Observation
Sens X-X	96,80	74,44	103,56	Vérifiée
Sens Y-Y	96,80	74,44	132,02	Vérifiée

Tableau V.2. Vérification de l'effort tranchant à la base

Source : auteurs

• **Vérification de la période fondamentales :**

Art 4.2.4(4) RPA99V2003

La période numérique donnée par le logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS** est de 0,43 s or que la période fondamentale calculée est de 0,35 S par les méthodes empirique

$T_{\text{numérique}} = 0,43 \text{ s} < 1,3 \times T_{\text{fondamentale}} = 0,46 \text{ s}$

condition vérifiée

• **Vérification des déplacements :**

Art 4.2.2.2(4).CCM97

- **1^{er} Cas : Situation durable :**

Pour les bâtiments industriels avec pont roulants , il convient de limiter les flèches horizontales au niveau de la face supérieure de la poutre de roulement conformément aux normes y afférentes.

h/150 : sans charge du vent

h/125 : avec charge du vent

Avec :

- **h** : hauteur du poteau

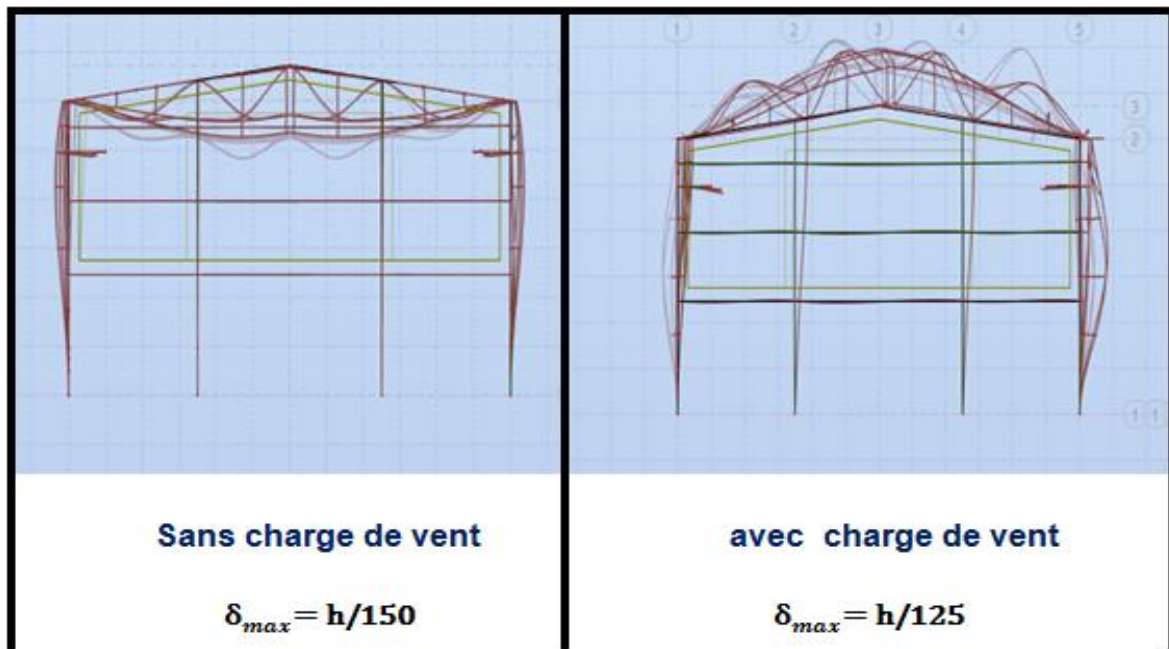


Figure V.6. Déformée et valeurs limites des flèches horizontales des bâtiments industriels
 Source : Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

	Combinaisons		Déplacements Max (cm)	
	Avec vent	Sans vent	Avec vent	Sans vent
Suivant X	G+V2	G+N	0,7	0,9
Suivant Y	G+V2	G+N	0,2	0,2

Tableau V.3. Déplacements maximal en situation durable
Source : auteurs

$$\frac{h}{150} = \frac{600}{150} = 4 \text{ cm sans vent}$$

$$\frac{h}{125} = \frac{600}{125} = 4,8 \text{ cm avec vent}$$

Les déplacements suivant les deux directions sont inférieure aux déplacements admissibles.

- **2^{ème} cas : Situation accidentelle :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme

suite :

$$\delta_k = R. \delta_{ek}$$

Art 4.43 (4.19) RPA99V2003

- δ_{ek} : Déplacement du aux force sismiques
- R : Coefficient de comportement $R = 3$

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Niveau	Déplacement (cm)		Déplacement relatif (cm)	
	Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y
Toiture	1,8	0,2	5,4	0,6

Tableau V.4 . Déplacements relatifs en situation accidentelle
Source : auteurs

$$\frac{h}{100} = \frac{672}{100} = 6,72 \text{ cm}$$

Tous les déplacements sont inférieurs à 6,72 cm donc la condition est vérifiée.

V.4. Conclusion :

A fin de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une halle à tizi commune « Ain fezza » dans la wilaya de Tlemcen un modèle 3D en éléments finis a été réalisé. Ce modèle a servi de base pour effectuer l'analyse sismique de la structure.

La vérification de la période fondamentale de la structure par rapport à la période empirique donnée par le « RPA 99 version 2003» est vérifiée.

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales dépasse les 80% de la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

Après l'analyse dynamique de la structure, on peut dire que les effets du vent sur la structure suivant toutes les directions sont les plus défavorables par rapport aux efforts tranchants à la base de la structure dûs au séisme.

Chapitre VI: Dimensionnement des éléments structuraux

VI.1.Introduction :

Le dimensionnement des éléments structuraux est un processus complexe, il dépend d'un très grand nombre de paramètres.

Pour le faire correctement, il faut suivre des étapes simplifiées qui se trouve dans la réglementation. Il faut aussi que la stabilité statique doit être assurée tant globalement, au niveau de la structure, qu'individuellement au niveau de chaque élément.

VI.2 .Justification des traverses :

VI.2 .1.Charge répartie sur la traverse :

- Poids de la tôle nervurée
- Poids des pannes
- Poids propre de la traverse
- Charge d'entretien

VI.2.2.Caractéristiques de la traverse :

Après introduction des charges sur la structure, le logiciel **ROBOT** a vérifié le profilé **IPE 270** pour les traverses, ses caractéristiques sont les suivantes :

	Poids	Section	Dimensions									Caractéristiques		
Profilé	P Kg/m	A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	I _y cm	I _z cm	I _t cm ⁴
IPE 270	36,1	45,9	270	135	10,2	6,6	219,6	5790	420	84	97	11,2	3,02	15,9

Tableau VI.1. Caractéristiques du profilé IPE270

VI.2 .3. Efforts sollicitant :

Pour assurer la vérification selon le règlement, on fait appel au logiciel **ROBOT** pour nous donner les efforts les plus défavorables :

$$M_{sd} = 23,92 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 28,40 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 21,68 \text{ kN}$$

VI.2.4. Classe de la section transversale de la traverse :

- **Classe de l'âme fléchie:**

Tableau 53.1 CCM97

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219,6}{6,6} = 33,27 \leq 72\varepsilon = 72 \quad \Longrightarrow \quad \text{l'âme de classe I}$$

- **Classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{67,5}{10,2} = 6,62 \leq 10\varepsilon = 10 \quad \Longrightarrow \quad \text{l'âme de classe I}$$

Donc la section transversale **IPE 270** est de **classe I**

VI.2.5. Vérification de la flèche :

Tableau 4.1 CCM97

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

La flèche maximale de la traverse est calculée par le logiciel **ROBOT** : $\delta = 1,5\text{cm}$

La flèche admissible est :

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{604}{200} = 3,02 \text{ cm}$$

Avec :

- **L** : Longueur de la traverse

Donc : $\delta \leq \delta_{\max}$ **condition vérifiée**

VI.2.6. Condition de résistance de la traverse (Moment fléchissant + Effort tranchant + Effort normal) :

- **Cisaillement :**

La résistance de la section transversale est réduite par la présence de l'effort tranchant, s'il dépasse la moitié de la résistance plastique de calcul :

$$V_{pl,rd} = A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{m0}$$

$$\begin{aligned} \text{Avec: } A_v &= A - (2b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f \\ &= 4590 - (2 \times 135 \times 10,2) + (6,6 + 2 \times 15) \times 10,2 \\ A_v &= 2209,32 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{D'ou: } V_{pl,rd} = 2209,32 \times \frac{235}{\sqrt{3} \times 1,1}$$

$$V_{pl,rd}=272,50 \text{ kN}$$

$$V_{sd}= 28,40 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,rd}=136,25 \text{ kN}$$

condition vérifiée

Art 5.4.6(5.20) CCM97

Donc on ne tient pas compte de l'effet de l'effort tranchant dans la vérification.

- Résistance de la traverse au déversement (élément comprimés et fléchis) :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times M_{ply,rd}} \leq 1 \quad \text{Art 5.5.4(5.52) CCM97}$$

Avec :

$$\chi_y = \frac{1}{\left(\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2} \right)} \quad \text{Art 5.5.2 CCM97}$$

Plan (z-z) :

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 > 1,2mm \\ t_f = 10,2 \text{ mm} < 40mm \end{array} \right\}$$

- Axe (z-z) : courbe b $\Rightarrow \alpha_z = 0,34$

Figure 55.1 du CCM97

- L'élanement λ_z :

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{6040}{30,2} = 100$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

- L'élanement réduit $\bar{\lambda}_z$:

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w} = \left[\frac{100}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 1,1$$

Donc :

χ_z est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b.

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\phi = 0,5 [1 + 0,34 \times (1,1 - 0,2) + 1,1^2] = 1,258$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,258 + [1,258^2 - 1,1^2]^{0,5}} = 0,53$$

- Calcul de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2]^{0,5}} \quad \text{Art 5.5.1.2 (5.46) CCM97}$$

Avec :

- $\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$
- $\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profilés laminés
- $\lambda_1 = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$
- $\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9$$

$$\lambda_{lt} = \frac{L \times \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \times \left[1 + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_w} \right]^{0,25}} \quad \text{Annexe B (B.14)}$$

Avec :

- C_1 : Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement $C_1 = 1,285$ (Voir Annexe E)
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21.10^6}{2(1+0,3)} = 8,08.10^4 \text{ N/mm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion = $15,9 \times 10^4 \text{ mm}^4$
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement = $70,9 \times 10^9 \text{ mm}^4$
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = $420 \times 10^4 \text{ mm}^4$
- L : Longueur de la traverse = $6,04 \times 10^3 \text{ mm}$

$$\lambda_{lt} = \frac{6,04 \times 10^3 \times \left[\frac{(484.10^3)^2}{420 \times 10^4 \times 70,9 \times 10^9} \right]^{0,25}}{1,285^{0,5} \times \left[1 + \frac{6,04.10^3 \cdot 8,08.10^4 \cdot 15,9 \times 10^4}{\pi^2 \cdot 21.10^6 \cdot 70,9 \times 10^9} \right]^{0,25}} = 158,62$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{158,62}{93,9} = 1,689$$

$\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$ donc il y'a risque de déversement

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 \times (1,689 - 0,2) + 1,689^2] = 2,083$$

Donc :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,083 + [2,083^2 - 1,689^2]^{0,5}} = 0,30$$

- $k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$ mais $k_{LT} \leq 1$
- $\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{WLT} - 0,15$ avec : $\mu_{LT} \leq 0,9$

$$\beta_{WLT} = 1,8 - 0,7 \psi \quad (\text{voir Annexe E})$$

$$\text{Avec : } -1 \leq \psi \leq 1$$

$$\psi = \frac{M_{max}}{M_{min}} = \frac{113,75}{-100,75} = -1,13$$

on prend : $\psi = -1$

$$\beta_{WLT} = 1,8 - (0,7 \times -1) = 2,5$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,1 \times 2,5 - 0,15 = 0,262$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,262 \times 21,68 \times 10^3}{0,53 \times 4590 \times 235} = 0,99$$

Donc on calcul :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{21,68 \times 10^3}{0,53 \times \frac{4590 \times 235}{1,1}} + \frac{0,99 \times 23,92 \times 10^6}{0,30 \times \frac{484 \times 10^3 \times 235}{1,1}} = 0,805 \leq 1$$

La condition est vérifiée

VI.3. Justification des sablières :

VI.3.1. Caractéristiques de la sablière :

Après introduction des charges sur la structure, le logiciel **ROBOT** nous a proposé le profilé **HEA 120** pour les sablières, ses caractéristiques sont les suivantes :

profilé	Poids P Kg/m	Section A Cm ²	Dimensions					Caractéristiques						
			h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm	I _t cm ⁴
HEA 120	19,9	25,3	114	120	8	5	74	606,2	230,9	119,5	58,85	4,89	3,02	5,99

Tableau VI.2. Caractéristiques du profilé HEA120

VI.3.2. Efforts sollicitant :

Le logiciel **ROBOT** nous donner les efforts les plus défavorables :

$$M_{sd} = 0,57 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 18,88 \text{ kN}$$

VI.3.3. Classe de la section transversale de la sablière :

- **Classe de l'âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{74}{5} = 14,8 \leq 72\varepsilon = 72 \quad \Longrightarrow \quad \text{l'âme de classe I}$$

- **Classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{60}{8} = 7,5 \leq 10\varepsilon = 10 \quad \Longrightarrow \quad \text{l'âme de classe I}$$

Donc la section transversale **HEA120** est de **classe I**

VI.3.4. Vérification de la flèche :

$$\delta \leq \delta_{max}$$

La flèche maximale de la traverse est calculée par le logiciel **ROBOT** : $\delta = 0,7 \text{ cm}$

La flèche admissible est :

$$\delta_{max} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

Avec :

- **L** : La longueur de la sablière.

Donc : $\delta \leq \delta_{max}$ **condition vérifiée**

VI.3.5. Condition de résistance :

VI.3.5.1. Moment fléchissant + Effort normal :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{\frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad \text{Art 5.5.4 (5.51) CCM97}$$

Avec :

$$\gamma_{M1} = 1$$

- χ_{min} : Coefficient de réduction minimal pour le flambement

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

Plan (y-y) :

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{114}{120} = 0,96 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 8 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

- Axe (y-y) : courbe b $\Rightarrow \alpha_y = 0,34$
- L'élanement λ_y :

Figure 55.1 du CCM97

$$\lambda = \frac{l_f}{i_y} = \frac{6000}{48,9} = 122,70$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

- L'élanement réduit $\bar{\lambda}_y$:

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w} = \left[\frac{122,70}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 1,31$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\phi = 0,5 [1 + 0,34 \times (1,31 - 0,2) + 1,31^2] = 1,547$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,547 + [1,547^2 - 1,31^2]^{0,5}} = 0,422$$

- Plan (z-z) :

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{114}{120} = 0,95 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 8 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

- Axe (z-z) : courbe b $\rightarrow \alpha_z = 0,49$
- L'élanement λ_z :

Figure 55.1 du CCM97

$$\lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{6000}{30,2} = 198,675$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

- L'élançement réduit $\bar{\lambda}_z$:

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w} = \left[\frac{198,675}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 2,116$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha_z (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 [1 + 0,49 \times (2,116 - 0,2) + 2,116^2] = 3,21$$

$$\chi_z = \frac{1}{3,21 + [3,21^2 - 2,116^2]^{0,5}} = 0,178$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0,422; 0,178) = 0,178$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \text{ avec : } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{WLT} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ avec : } \mu_y \leq 0,9$$

$$\beta_{W_y} = 1,8 - 0,7 \psi$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{M_{\max}}{M_{\min}} = -2,65$$

$$\beta_{W_y} = 1,8 - (0,7 \times -1) = 2,5$$

$$\mu_y = 1,31 \times (2 \times 2,5 - 4) + \frac{119,5 - 106,3}{106,3} = 1,43$$

On prend $\mu_y = 0,9$

$$k_y = 1 - \frac{0,9 \times 18,88 \times 10^3}{0,178 \times 2530 \times 235} = 0,839$$

$$\text{Donc on calcul : } \frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{\frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{18,88 \times 10^3}{0,178 \times \frac{2530 \times 235}{1,1}} + \frac{0,839 \times 0,57 \times 10^3}{\frac{119,5 \times 235}{1,1}} = 0,22 \leq 1$$

La condition est vérifiée

VI.4 . Justification des poteaux :

Après plusieurs essais, le profilé **IPE270** résiste aux sollicitations qui lui sont appliquées.

VI.4 .1. Efforts sollicitants :

Pour pouvoir faire la vérification suivant le règlement (CCM97) , on a obtenu les efforts les plus défavorables de l'élément à l'aide du logiciel **ROBOT**.

- $M_{y,sd} = -77,65$ kN
- $M_{z,sd} = 0,61$ kN
- $N_{sd} = 73,15$ kN
- $V_{sd} = -22,14$ kN

VI.4 .2. Caractéristiques du profilé du poteau :

Profilé IPE270	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{pl,y} Cm ³	W _{pl,z} Cm ³	i _y cm	i _z cm
	36,1	45,9	270	135	10,2	6,6	219,6	5790	420	484	97	11,2	3,02

Tableau VI.3 . Caractéristiques du profilé IPE270

VI.4.3. Classe de la section transversale du poteau :

- Classe de l'âme comprimée :

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\epsilon$$

Avec : $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

$$\frac{219,6}{6,6} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 33 \Rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

- Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\epsilon$$

$$\frac{67,5}{10,2} = 6,62 \leq 10\epsilon \Rightarrow \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section transversale du poteau est de classe I

VI.4 .4. Vérification du déplacement :

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

La flèche maximale du poteau est calculée par le logiciel **ROBOT** : $\delta=0,9\text{cm}$

La flèche admissible est :

$$\bar{\delta}_{\max} = \frac{L}{125} = \frac{600}{125} = 4,8 \text{ cm}$$

Avec :

- **L** : La longueur du poteau.

Donc : $\delta \leq \delta_{\max}$ **condition vérifiée**

VI.4 .5. Condition de résistance du poteau (moment fléchissant + effort normal) :

• **Cisaillement :**

La résistance de la section transversale est réduite par la présence de l'effort tranchant, s'il dépasse la moitié de la résistance plastique de calcul :

$$V_{pl,rd} = \frac{0,58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

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

$$A_v = 45,9 \times 10^2 - (2 \times 135 \times 10,2) + (6,6 + 2 \times 15) \times 10,2$$

$$A_v = 2209,32 \text{ mm}^2$$

$$\text{D'où : } V_{pl,rd} = \frac{0,58 \times 235 \times 2209,32}{1,1}$$

$$V_{pl,rd} = 273,75 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_{sd} = -0,10 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,rd} = 136,88 \text{ kN} \text{ **condition vérifiée**}$$

Donc, on ne tient pas compte de l'effet de l'effort tranchant dans la vérification.

VI.4.6. Vérification de la résistance à la flexion composée :

Comme il y a la flexion composée sur les poteaux, il y a donc un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si $\bar{\lambda}_{lt} \geq 0,4$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{Art 5.5.2 (5) CCM97}$$

Section transversale de classe 1 $\Rightarrow \beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93,9 \text{ } \varepsilon = 93,9$$

Puisque les poteaux sont encastres aux deux extrémités, les facteurs de longueur effective K et k_w sont pris égaux à 0,5 et donc la formule de λ_{lt} est de la forme :

$$\lambda_{lt} = \frac{K.L. \left(\frac{W_{ply}^2}{I_{W.Iz}} \right)^{0,25}}{\sqrt{C_1} \times \left[\left(\frac{K}{k_w} \right)^2 + \frac{(K.L)^2 \cdot G.I_t}{\pi^2 \cdot E.I_w} \right]^{0,25}} \quad \text{Annexe B(B.22)}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{0,5 \times 6000 \times \left(\frac{(484 \times 10^3)^2}{70,6 \times 10^9 \times 420 \times 10^4} \right)^{0,25}}{\sqrt{3,348} \times \left[\left(\frac{0,5}{0,5} \right)^2 + \frac{(0,5 \times 6000)^2 \times 8,08 \times 10^4 \times 15,9 \times 10^4}{3,14^2 \times 210000 \times 70,6 \times 10^9} \right]^{0,25}} = 36,25$$

Avec :

- **G** : Le module d'élasticité transversal = $8,08 \cdot 10^4$ N/mm²
- **C₁** = 3,348 selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{36,25}{93,9} = 0,39 < 0,4$$

Donc la formule de vérification de la section sera donnée comme suit :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_y \cdot M_{y,sd}}{\frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{k_z \cdot M_{z,sd}}{\frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

- **Calcul de χ_y et χ_z :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{0,5 \times 6000}{112} = 0,3 > 0,2 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{0,5 \times 6000}{30,2} = 1,057 > 0,2 \end{array} \right.$$

Donc le flambement sera considéré juste dans les 2 sens (z-z) et (y-y)

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 > 1,2 \Rightarrow \begin{cases} y-y \Rightarrow \alpha = 0,21 \\ z-z \Rightarrow \alpha = 0,34 \end{cases} \\ t_f \leq 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \times [1 + 0,21(0,3 - 0,2) + 0,3^2] = 0,56$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 \times [1 + 0,21(1,057 - 0,2) + 1,057^2] = 1,15$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,56 + [0,56^2 - 0,3^2]^{0,5}} = 0,968$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,15 + [1,15^2 - 1,057^2]^{0,5}} = 0,62$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = 0,62$$

- Calcul de k_y et k_z :

Art 5.5.4 (1) CCM97

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

Avec :

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

β_{My} ; β_{Mz} : Facteurs de moment uniforme équivalent

$$\beta_M = 1,8 - 0,7 \left(\frac{M_{max}}{M_{min}} \right)$$

Avec : $-1 \leq \Psi \leq 1$

$$\Psi = \frac{M_{max}}{M_{min}} = 4,99$$

on prend : $\Psi = 1$

$$\beta_M = 1,8 - 0,7 \times 1 = 1,1$$

$$\mu_y = 0,3 \times (2 \times 1,1 - 4) + \frac{(484 \times 10^3 - 429 \times 10^3)}{429 \times 10^3} = -0,412$$

$$K_y = 1 - \frac{-0,412 \times 73,15 \times 10^3}{0,968 \times 4590 \times 235} = 1,03$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

Avec :

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{(W_{plz} - W_{elz})}{W_{elz}}$$

$$\mu_z = 1,057 \times (2 \times 1,1 - 4) + \frac{(97 \times 10^3 - 62,2 \times 10^3)}{62,2 \times 10^3} = -1,34$$

On prend $\mu_z = 0,9$

$$K_z = 1 - \frac{0,094 \times 73,15 \times 10^3}{0,649 \times 4590 \times 235} = 0,91$$

Après avoir déterminé K_y , K_z , χ_y et χ_z :

$$\frac{73,15 \times 10^3}{0,62 \times \frac{4590 \times 235}{1,1}} + \frac{1,03 \times 77,65 \times 10^6}{\frac{484 \times 10^3 \times 235}{1,1}} + \frac{0,91 \times 0,61 \times 10^6}{\frac{97 \times 10^3 \times 235}{1,1}} = 0,92 \leq 1$$

La condition est vérifiée.

VI.5. Justification des palées de stabilité :

On choisit un double profilé (dos-à-dos) en **2L90x90 x9** et on vérifie sa résistance

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

On a obtenu par le logiciel **ROBOT** l'effort suivant :

$$N_{C,sd} = 40,75 \text{ kN}$$

Profilé	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	P Kg/m	A Cm ²	h mm	b mm	t mm	r ₁ mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	i _y cm	i _z cm
L90x90x9	12,2	15,5	90	90	9	11	115,8	115,8	2,73	2,73

Tableau VI.4 . Caractéristiques du profilé L90x90x9.

VI.5.1. Les éléments comprimés :

VI.5.1.1. Vérification au flambement :

$$N_{C,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y \cdot \beta_A}{\gamma_{M0}}$$

Art 5.5.1.1 (5.45) CCM97

Avec :

- $N_{C,Rd}$: Résistance au flambement.
- L_s : Longueur de stabilité = 849cm

$$L = \frac{849}{2} = 424,5 \text{ cm}$$

Avec :

- L : Longueur de flambement.

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

- $\beta_A = 1$ (la section est de classe I)
- χ : Coefficient de réduction.
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit .

$$\bar{\lambda} = (\lambda/\lambda_1)\sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9\epsilon$$

- λ : Calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe c $\Rightarrow \alpha=0,49$

Axe (z-z) : courbe c $\Rightarrow \alpha=0,49$

- **Plan (y-y) :**

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{424,5}{2,73} = 155,49 \quad \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 1,656$$

- **Plan (z-z) :**

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{424,5}{2,73} = 155,49 \quad \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 1,656$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,656$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5[1 + 0,49 \times (1,656 - 0,2) + 1,656^2] = 2,228$$

$$\chi = \frac{1}{2,228 + \sqrt{2,228^2 - 1,656^2}} = 0,27$$

D'où :

$$N_{C,Rd} = \frac{0,27 \times 2 \times 1550 \times 235 \times 1}{1,1} = 178,81 \text{ kN}$$

$$N_{C,sd} = 40,75 \text{ kN} \leq N_{C,Rd} = 178,81 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VI.5.1.2. Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 1550 \times 235}{1,1} = 662,27 \text{ kN} > N_{C,sd} = 40,75 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VI.5.1.3. Résistance ultime :

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{M2}}$$

$$A_{net} = A - (d_0 \times t)$$

$$A_{net} = 1388 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times \frac{1388 \times 2 \times 360}{1,25} = 719,54 \text{ kN}$$

VI.5.1.4. Résistance plastique de calcul de la section nette:

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{net,Rd} = \frac{1388 \times 2 \times 235}{1,1} = 593,05 \text{ kN}$$

VI.5.1.5. Vérification:

$$\text{Min}(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{nett,Rd}) = 593,05 \text{ kN} > N_{t,sd} = 40,75 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

On conclut que le palée de stabilité en **2L90x90x9** satisfait les conditions de résistance et résiste aux phénomènes d'instabilité.

VI.6. Justification des poutres au vent (contreventements) :

On choisit une disposition en **X** avec un double profilé en **L90x90x11** et on vérifie sa résistance

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

On a obtenu par le logiciel **ROBOT** l'effort suivant :

$$N_{C,sd} = 43,42 \text{ kN}$$

Profilé	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	P Kg/m	A Cm ²	h mm	b mm	t mm	r ₁ mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	i _y cm	i _z cm
L90x90x11	14,7	18,7	90	90	11	11	137,6	137,6	2,71	2,71

Tableau VI.5. Caractéristiques du profilé L90x90x11

VI.6.1. Les éléments comprimés :

VI.6.1.1. Vérification au flambement :

$$N_{C,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y \cdot \beta_A}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

- $N_{C,Rd}$: Résistance au flambement.
- L_c : Longueur de contreventement = 686 cm

$$L = \frac{686}{2} = 343 \text{ cm}$$

Avec :

- L : Longueur de flambement.
- $\beta_A = 1$ (la section est de classe I)

$$Y_{M0} = 1,1$$

- χ : Coefficient de réduction.
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit.

$$\bar{\lambda} = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,98$$

- λ : Calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe c $\Rightarrow \alpha = 0,49$

Axe (z-z) : courbe c $\Rightarrow \alpha = 0,49$

- **Plan (y-y) :**

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{343}{2,71} = 126,57 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = 1,348$$

- **Plan (z-z) :**

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{343}{2,71} = 126,57 \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = 1,348$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,348$$

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5[1 + 0,49(1,348 - 0,2) + 1,348^2] = 1,690$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c :

$$\chi = \frac{1}{1,690 + \sqrt{1,690^2 - 1,348^2}} = 0,369$$

D'où :

$$N_{C,Rd} = \frac{0,369 \times 1870 \times 235 \times 1}{1,1} = 147,42 \text{ kN}$$

$$N_{C,Rd} = 147,42 \text{ kN} > N_{C,sd} = 43,42 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VI.6.1.2. Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1870 \times 235}{1,1} = 399,5 \text{ kN} > N_{C,sd} = 40,75 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

VI.6.1.3. Résistance ultime :

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{M1}}$$

$$A_{net} = 1672 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times \frac{1672 \times 360}{1,1} = 492,48 \text{ kN}$$

VI.6.2.4. Résistance plastique de calcul de la section nette :

$$N_{nett,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{nett,Rd} = \frac{1672 \times 235}{1,1} = 357,2 \text{ kN}$$

VI.6.2.5. Vérification:

$$\text{Min}(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{nett,Rd}) = 357,2 \text{ kN} > N_{t,sd} = 43,42 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

On conclut que le système de contreventement en **L90x90x11** satisfait les conditions de résistance et résiste aux phénomènes d'instabilité.

VI.7. Conclusion :

Ce chapitre résume les résultats du dimensionnement des éléments de la structure par rapport aux efforts sollicitants (voir le tableau ci-dessous).

Eléments de la structure	Profilés
Poteaux	IPE 270
Traverses	IPE 270
Sablières	HEA 120
Stabilités	2L90x90x9
Contreventements	L90x90x11

Tableau VI.6. Elément de la structure
Source : auteurs

Chapitre VII: Calcul des Assemblages

VII.1.Introduction :

Les constructions métalliques sont un ensemble d'éléments barres qui sont fixés entre eux par des assemblages boulonnés constituent les parties importantes dans les structures pour former une ossature en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations (N_{sd} , M_{sd} et V_{sd}) entre les éléments assemblés.

Ces assemblages ont une influence significative sur le comportement et la stabilité globale de la structure en acier.

VII.2.Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

- Le rivetage ;
- Le boulonnage ;
- Le soudage ;

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle ou/et adhérence.

VII.2.1.Fonctionnement par obstacle :

C'est le cas des boulons ordinaires, non précontraint, dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

VII.2.2.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 boulonnage par boulons HR(haute adhérence)

VII.2.3.Fonctionnement mixte :

C'est le cas de rivetage (et dans les cas extrêmes , du boulonnages HR) à savoir que les rivets assurent la transmission des efforts par adhérence des pièces jusqu'à une certaine limite, qui lorsqu'elle est dépassée, fait intervenir les rivets par obstacle, au cisaillement.

VII.3. Classification des assemblages :

Les assemblages peuvent être classés en fonction de :

- Leur rigidité (articulé, semi rigide, rigide).
- Leur résistance (résistance partielle, résistance totale, articulé).

VII.3.1. Assemblage poteau – traverse (IPE270- IPE270) :

L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine soudée à la traverse et boulonnée au poteau.

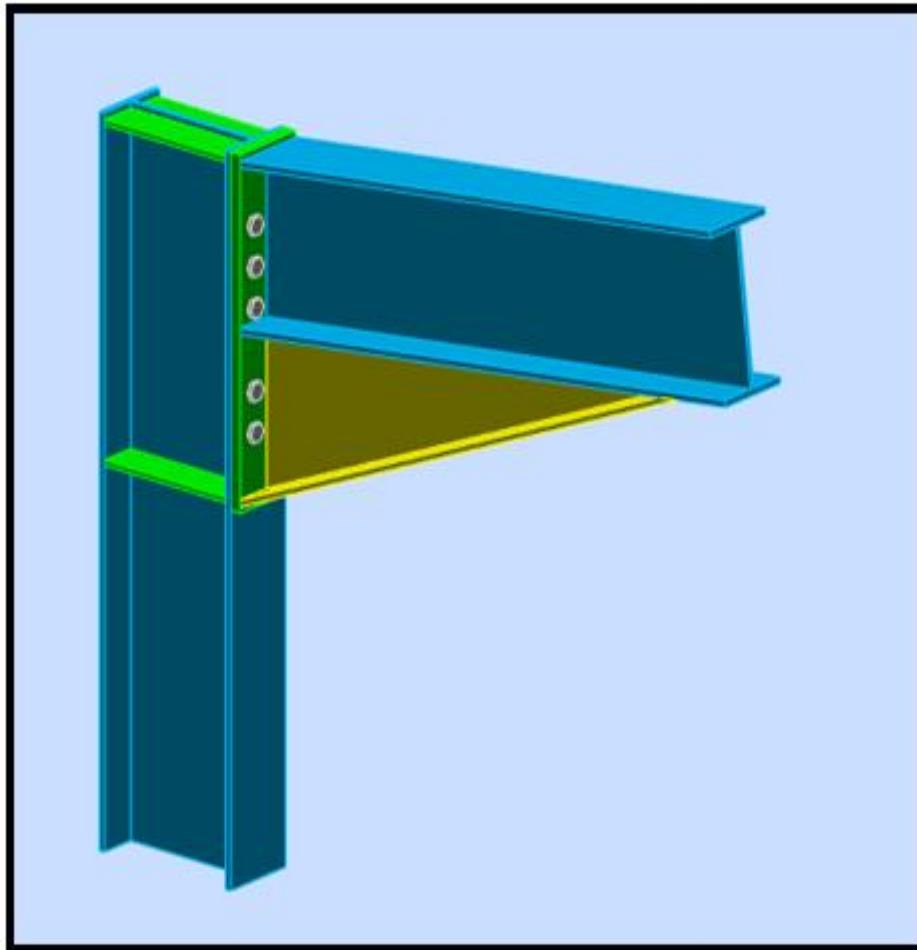


Figure VII.1. Vue en 3D de l'assemblage poteau-traverse
Source : Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

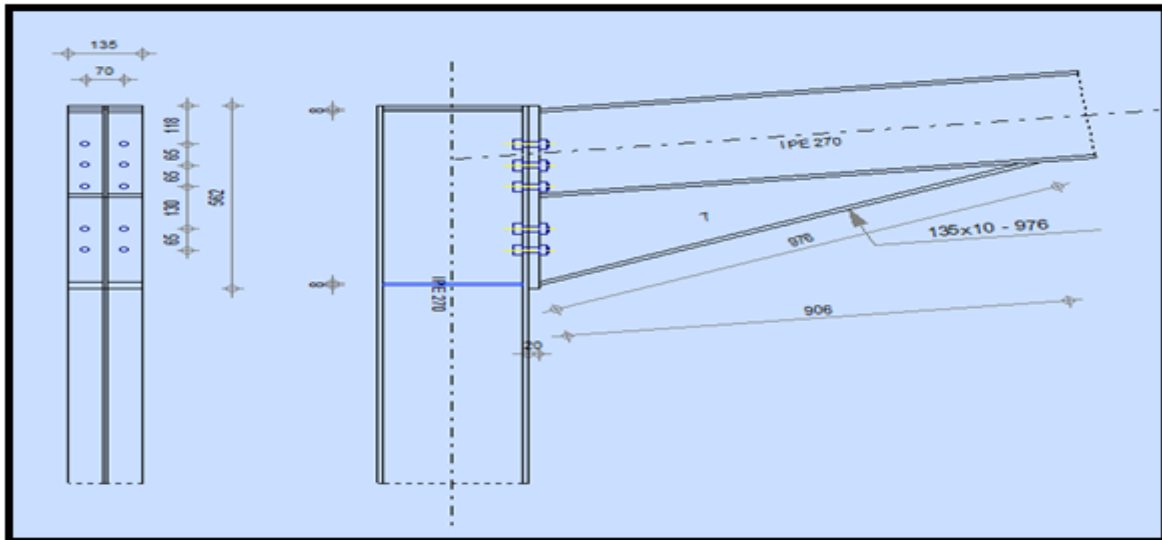


Figure VII.2. Vue en plan de l'assemblage poteau-traverse
 Source : Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

Les efforts sollicitants sur l'assemblage sont obtenus de la combinaison :

$1,35G+1,5Q+1,35N$ donnée par le logiciel **ROBOT**

$M_{sd} = 34,76 \text{ kN.m}$

$N_{sd} = - 36,13 \text{ kN}$

$V_{sd} = 34,98 \text{ kN}$

VII.3.1.1. Dispositions constructives :

La disposition des boulons dans une pièce est réglementée par l'Euro code 3, suivant la nature de l'effort appliqué et la disposition des trous (en parallèle ou en quinconce).

Les distances entre axes des boulons ainsi que l'entre axes des boulons et bords des pièces (pinces) sont limitées par:

- **Des valeurs minimales :**

- Pour faciliter la mise en place des boulons ;
- Pour permettre le passage des clés ;
- Pour éviter le déchirement des tôles.

- **Des valeurs maximales :**

- Pour conserver un bon contact entre les pièces assemblées (ce qui augmente le frottement et limite les risques de corrosion) ;
- Pour éviter des assemblages trop longs.

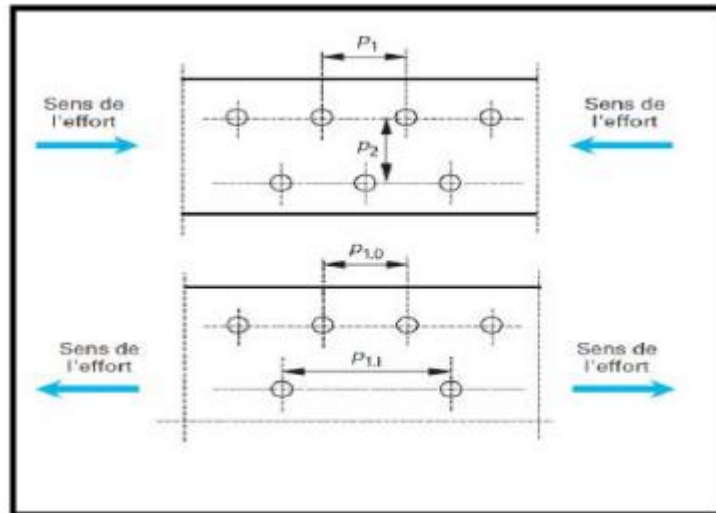


Figure VII.3. Entraxes pour trou en quinconce

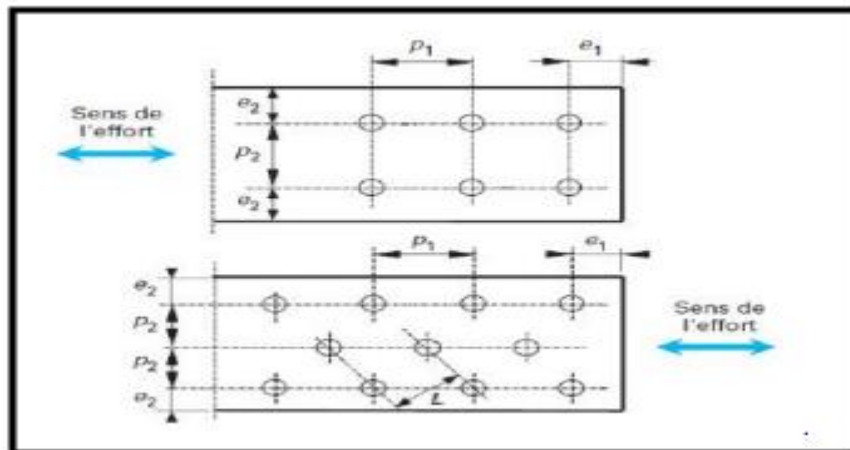


Figure VII.4. Pincés et entraxes
Source : scribd¹

- d : Diamètre nominal d'un boulon ;
- d_0 : Diamètre nominal du trou ou diamètre d'un rivet ;
- P_1 : Entraxe des fixations dans une rangée dans la direction de la transmission des efforts ;
- P_2 : Entraxe, mesuré perpendiculairement à la direction de la transmission des efforts, entre des rangées de fixations adjacentes ;
- e_1, e_2 : Pince longitudinale entre le centre d'un trou de fixation et le bord adjacent d'une pièce quelconque, mesurée dans la direction de l'effort transmis.

L'assemblage est réalisé par **10** boulons **HR** de classe **8.8** de diamètre **Φ16** ainsi que les dimensions de la platine d'about sont 135mm × 562mm

¹ : <https://fr.scribd.com/document/367482688/Chapitre-II-Conception-Et-Calcul-Des-Assemblages>

Epaisseur de la platine = 20 mm

L'épaisseur la plus mince pour la détermination des pincées est :

$$t = \min(t_f; t_{\text{platine}}) = 10,2 \text{ mm}$$

Avec :

- t_f : est l'épaisseur de la semelle (traverse) ;
- t_{platine} : est l'épaisseur de la platine.

$$1,2d_0 = 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 122,4 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 118 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 = 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 122,4 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 33 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 = 39,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14t = 142,8 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 65 \text{ mm}$$

$$3d_0 = 54 \text{ mm} \leq p_2 \leq 14t = 142,8 \text{ mm} \Rightarrow p_2 = 70 \text{ mm}$$

Tableau 65.1 CCM97

• **Distribution des efforts sur les différents cordons :**

On va choisir le cordon de soudure platine-traverse à l'aide de l'abaque de prédimensionnement de la gorge.

(Voir Annexe F)

IPE270:

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

$$a_{\min} = 2,8 \text{ mm} \leq t_f \leq a_{\max} = 7,8 \text{ mm}$$

$$t_w = 6,6 \text{ mm}$$

$$a_{\min} = 2,3 \text{ mm} \leq t_w \leq a_{\max} = 5,2 \text{ mm}$$

On choisit un cordon de soudure de 8 mm

• **Vérification de la soudure de la semelle à la traction :**

$$N_{sd} \leq F_{W,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mW}}$$

Avec :

$$\beta_w = 0,8 \quad ; \quad \gamma_{MW} = 1,25$$

- γ_{MW} : Résistance de la soudure

La longueur totale des cordons de soudure des semelles :

$$\sum l = 2b + 4 \times (b - t_w)$$

$$\sum l = 2 \times 135 + 4 \times (135 - 6,6) = 784 \text{ mm}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{8 \times 784 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 1596,59 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h}$$

$$N_{sd} = \frac{34,76}{0,270} = 128,74 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 128,74 \text{ kN} \leq F_{w,Rd} = 1596,59 \text{ kN}$$

• **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{\alpha \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mW}} \quad \text{Art 6.6.5.3 CCM97}$$

Avec :

$$\beta_w = 0,8 \quad ; \quad \gamma_{MW} = 1,25$$

La longueur totale des cordons de soudure des semelles :

$$\sum l = 4h_i$$

$$\sum l = 4 \times 249,6 = 998,4 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{8 \times 998,4 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 1660,11 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 24,98 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 1660,11 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

• **Détermination des efforts dans les boulons :**

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2}$$

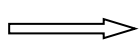
- Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}}$$

$$x = 10,2 \times \sqrt{\frac{135}{6,6}} = 46,13 \text{ mm}$$

L'axe neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée de boulons ce qu'il fait que tous les boulons travaillent à la traction.

- $d_1 = 325 \text{ mm}$
- $d_2 = 260 \text{ mm}$
- $d_3 = 130 \text{ mm}$
- $d_4 = 65 \text{ mm}$



$$\sum d_i^2 = 0,2 \text{ m}^2$$

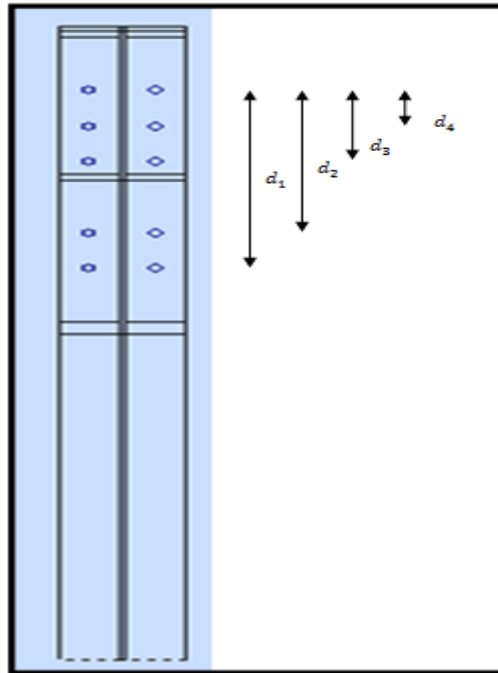


Figure VII.5. Illustration des efforts dans les boulons de l'assemblage poteau-traverse
 Source : auteurs

- L'effort de traction dans les deux boulons supérieurs :

$$N_1 = \frac{34,76 \times 0,325}{0,2} = 56,485 \text{ kN}$$

- **Détermination de diamètre requis des boulons :**

L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons :

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

Art 6.5.6.2(6.5) CCM97

$$N_1 = n \times F_p$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd}}{0,7 \times f_{ub} \times n} = \frac{56,485 \times 10^3}{0,7 \times 800 \times 2} = 50,43 \text{ mm}^2$$

Donc on adopte des boulons **M16 HR** de classe **8.8**

Boulons	d(mm)	do(mm)	A(mm ²)	A _s (mm ²)	f _{ub} (Mpa)	d _m (mm)
M16	16	18	201	157	800	24,58

Tableau VII.1. Caractéristiques géométriques et mécaniques du boulon

- **Vérification à la résistance de l'assemblage :**

Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$F_p = 0,7 \times 800 \times 157 = 87,92 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 87,92 \times 0,2}{0,325} = 108,21 \text{ kN.m} > M_{sd} = 34,76 \text{ kN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification des boulons à l'interaction cisaillement-traction :**

La résistance au glissement par boulons doit satisfaire la condition suivante :

$$F_{v,sd} \leq F_{s,Rd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{m2}} (F_{p,cd} - 0,8N_{sd}) \quad \text{Art 6.5.6.4(6.7) CCM97}$$

Avec :

- $K_s = 1$: Trous normaux
- $\mu = 0,3$: Classe de surface C
- $m = 1$: Plans de glissement

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3}{1,25} (87,92 - 0,8 \times \frac{56,485}{2}) = 15,67 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{34,98}{10} = 3,5 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 3,5 \text{ kN} \leq F_{s,Rd} = 15,67 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification au poinçonnement de la semelle du poteau :**

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{m2}} \quad \text{Art 6.5.5 (6.2) CCM97}$$

$t_p = t_f = 10,2 \text{ mm}$ (épaisseur de la pièce poinçonnée)

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 24,58 \times 10,2 \times 360}{1,25} = 136,04 \text{ kN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{56,485}{2} = 28,243 \text{ kN} < B_{p,Rd} = 136,04 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Vérification à la pression diamétrale :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{m2}} \quad \text{(Voir Annexe F)}$$

Avec :

- $K_s = 2,5$
- $\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \left(\frac{p_1}{3d_0} - 0,25\right); \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 1$
- $t = 30,2 \text{ mm}$: épaisseur platine + semelle poteau

$$F_{v,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 16 \times 30,2 \times 360}{1,25} = 347,90 \text{ kN} > \frac{F_{v,sd}}{10} = 3,5 \text{ kN}$$

- Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

$$F_v \leq F_{t,Rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

- $F_{t,Rd}$: Résistance de l'âme du poteau a la traction ;
- t_{wc} : Epaisseur de l'âme du poteau ;
- $b_{eff} = p$: entraxe des boulons. ($p=70 \text{ mm}$)

$$\Rightarrow F_{t,Rd} = 6,6 \times 70 \times \frac{235}{1,1} = 98,7 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f}$$

$$F_v = \frac{34,76}{(270 - 10,2) \times 10^{-3}} = 133,76 \text{ kN} > F_{t,Rd} = 98,7 \text{ kN} \quad \text{condition non vérifiée}$$

Donc : on prévoit un raidisseur d'épaisseur 12 mm

- Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd} = \frac{K_c \times \rho \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{1 + 1,3 \times (b_{eff}/h)^2}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

Avec :

- t_{fb} : Epaisseur semelle traverse ;
- t_{fc} : Epaisseur semelle poteau ;
- t_p : Epaisseur platine ;
- r_c : Rayon de raccordement âme-semelle du poteau ;
- a_p : Epaisseur de la gorge de la soudure.

Alors :

$$b_{eff} = 10,2 + 2 \times 8 \times \sqrt{2} + 5 \times (10,2 + 15) + 2 \times 20 = 198,83 \text{ mm}$$

- **Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau due à l'effort de compression et au moment fléchissant :**

$$\sigma_{c,sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{ey}}$$

$$\sigma_{c,sd} = \frac{24,98 \times 10^3}{45,9 \times 10^2} + \frac{34,76 \times 10^6}{429 \times 10^3} = 88,64 \text{ Mpa}$$

$$0,7f_y = 164,5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{c,sd} = 88,64 \text{ Mpa} < 0,7f_y = 164,5 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad K_c = 1$$

- **Élancement réduit de la partie efficace de l'âme:**

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \times \sqrt{\frac{198,83 \times 219,6 \times 235}{210000 \times 6,6^2}} = 0,987$$

$$\bar{\lambda}_p > 0,72 \quad \Rightarrow \quad \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$$

$$\rho = (0,987 - 0,2) / (0,987)^2 = 0,81$$

$$\Rightarrow F_{c,Rd} = \frac{1 \times 0,81 \times 198,83 \times 6,6 \times 235}{1,1 \times \sqrt{1 + 1,3 \times \left(\frac{198,83}{270}\right)^2}} = 173,91 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = \frac{M_{sd} \times \sum d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = \frac{34,76 \times 0,78}{0,2} = 135,564 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 135,564 \text{ kN} < F_{c,Rd} = 173,91 \text{ kN}$$

condition vérifiée

- Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée :

$$F_v \leq V_{Rd} = 0,58f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{Rd} = 0,58 \times 235 \times 270 \times \frac{6,6}{1,1} = 220,81 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{34,76}{(270-10,2) \times 10^{-3}} = 133,80 \text{ kN} < V_{Rd} = 220,81 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VII.3.2. Assemblage travers – traverse (IPE270-IPE270) :

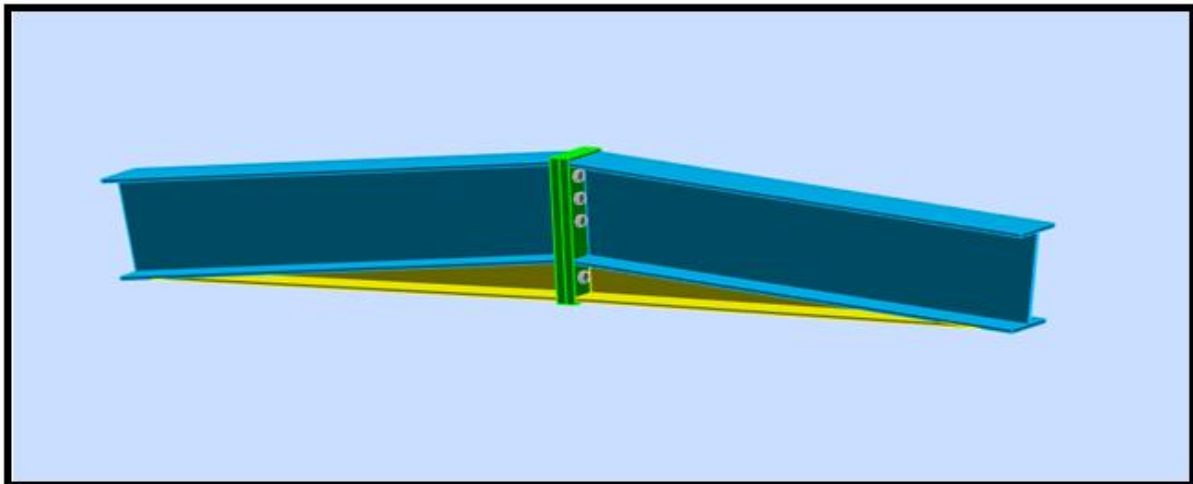
L'assemblage traverse – traverse est réalisé à l'aide de deux platines boulonnées entre elles et soudées avec les deux traverses.

L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant ' M_{sd} ', effort tranchant ' V_{sd} ' et un effort normal ' N_{sd} '

Les efforts sollicitant sur l'assemblage sont obtenus par la combinaison :

1,35G+1,5Q+1,35N donnée par le logiciel **ROBOT**

$$M_{sd} = -65,51 \text{ kN.m} \quad N_{sd} = -24,35 \text{ kN} \quad V_{sd} = 0,01 \text{ kN}$$



*Figure: VII.6. Vue en 3D de l'assemblage traverse-traverse
Source : Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017*

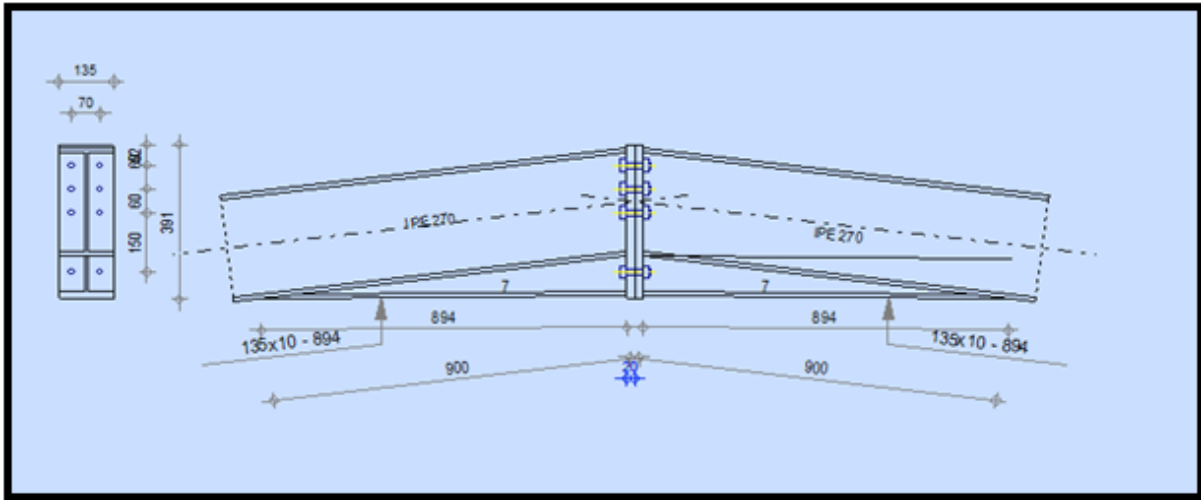


Figure VII.7. Vu en plan de l'assemblage traverse-traverse
 Source :Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

L'assemblage est réalisé par 8 boulons HR de classe 10.9 de diamètre $\Phi 16$ ainsi que les dimensions de la platine d'about sont 135mm \times 391mm

Epaisseur de la platine =20 mm

L'épaisseur la plus mince pour la détermination les pincés est :

$$t = \min (t_f ; t_{\text{platine}}) = 10,2 \text{ mm}$$

Avec :

- t_f : est l'épaisseur de la semelle ;
- t_{platine} : est l'épaisseur de la platine.

$$1,2d_0 = 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 122,4 \text{ mm} \quad \Rightarrow e_1 = 52 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 = 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 122,4 \text{ mm} \quad \Rightarrow e_2 = 70 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 = 39,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14t = 142,8 \text{ mm} \quad \Rightarrow p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$3d_0 = 54 \text{ mm} \leq p_2 \leq 14t = 142,8 \text{ mm} \quad \Rightarrow p_2 = 60 \text{ mm}$$

Tableau 65.1 CCM97

- **Distribution des efforts sur les différents cordons :**

On va choisir le cordon de soudure platine-traverse à l'aide de l'abaque de prédimensionnement de la gorge.

IPE270:

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

$$a_{\min} = 2,8 \text{ mm} \leq t_f \leq a_{\max} = 7,8 \text{ mm}$$

$$t_w = 6,6 \text{ mm}$$

$$a_{\min} = 2,3 \text{ mm} \leq t_w \leq a_{\max} = 5,2 \text{ mm}$$

On choisit un cordon de soudure de 8 mm

- **Vérification de la soudure de la semelle à la traction :**

$$N_{sd} \leq F_{W,Rd} = \frac{\alpha \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mW}}$$

Avec :

$$\beta_w = 0,8 \quad ; \quad \gamma_{mW} = 1,25$$

La longueur totale des cordons de soudure des semelles :

$$\sum l = 2b + 4(b - t_w)$$

$$\sum l = 2 \times 135 + 4 \times (135 - 6,6) = 784 \text{ mm}$$

$$F_{W,Rd} = \frac{8 \times 784 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 1596,59 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h}$$

$$N_{sd} = \frac{65,51}{270 \times 10^{-3}} = 242,63 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 242,63 \text{ kN.m} \leq F_{W,Rd} = 1596,59 \text{ kN}$$

- **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{\alpha \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mW}} \quad \text{Art 6.6.5.3 CCM97}$$

Avec :

$$\beta_w = 0,8 \quad ; \quad \gamma_{mW} = 1,25$$

La longueur totale des cordons de soudure des semelles :

$$\sum l = 4h_i$$

$$\sum l = 4 \times 249,6 = 998,4 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{8 \times 998,4 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 1660,11 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 0,01 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 1660,11 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

- Détermination des efforts dans les boulons :

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

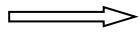
Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}}$$

$$x = 10,2 \times \sqrt{\frac{135}{6,6}} = 46,13 \text{ mm}$$

L'axe neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée de boulons ce qu'il fait que tous les boulons travaillent à la traction.

- $d_1 = 270 \text{ mm}$
- $d_2 = 120 \text{ mm}$
- $d_3 = 60 \text{ mm}$



$$\sum d_i^2 = 0,09 \text{ m}^2$$

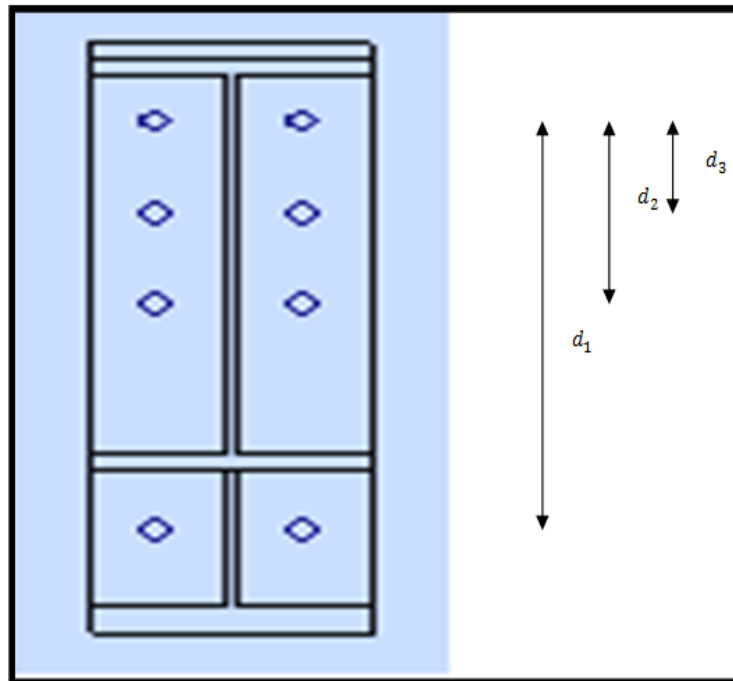


Figure VII.8. Illustration des efforts dans les boulons de l'assemblage traverse-traverse
Source : auteurs

L'effort de traction dans les deux boulons supérieurs :

$$N_1 = \frac{65,51 \times 0,27}{0,09} = 196,53 \text{ kN}$$

• **Détermination de diamètre requise des boulons :**

L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons :

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s \quad \text{Art 6.5.6.2(6.5) CCM97}$$

$$N_1 = n \times F_p$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd}}{0,7 \times f_{ub} \times n} = \frac{196,53 \times 10^3}{0,7 \times 1000 \times 2} = 140,38 \text{ mm}^2$$

Donc : on adopte des boulons **M16 HR** de classe **10.9**

Boulons	d(mm)	d ₀ (mm)	A(mm ²)	A _s (mm ²)	f _{ub} (Mpa)	d _m (mm)
M16	16	18	201	157	1000	24,58

Tableau VII.2. Caractéristiques géométriques et mécaniques du boulon

• **Vérification à la résistance de l'assemblage :**

Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 233,96 = 164 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 164 \times 0,09}{0,27} = 109,33 \text{ kN.m} > M_{sd} = 65,51 \text{ kN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification des boulons à l'interaction cisaillement-traction :**

La résistance au glissement par boulons doit satisfaire la condition suivante :

$$F_{v,sd} \leq F_{s,Rd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{m2}} (F_{p,cd} - 0,8N_{sd}) \quad \text{Art 6.5.6.4(6.7) CCM97}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3}{1,25} (164 - 0,8 \times \frac{24,35}{2}) = 37,02 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{0,01}{8} = 1,25 \times 10^{-3} \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 1,25 \times 10^{-3} \text{ kN} < F_{s,Rd} = 37,02 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification au poinçonnement de la semelle du poteau :**

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{m2}} \quad \text{Art 6.5.5 (6.2) CCM97}$$

$$t_p = 20 \text{ mm}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 24,58 \times 20 \times 360}{1,25} = 266,74 \text{ kN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{196,53}{2} = 98,27 \text{ kN} < B_{p,Rd} = 266,74 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec :

- $K_s = 2,5$
- $\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \left(\frac{p_1}{3d_0} - 0,25\right); \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 1$
- $t = 40\text{mm}$: épaisseur des deux platines

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 10 \times 40 \times 360}{1,25} = 288 \text{ kN} > \frac{0,17}{8} = 1,25 \times 10^{-3} \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VII.3.3. Assemblage des diagonales de palée de stabilité (2L90×90×9) :

Les boulons sont sollicités en cisaillement seulement.

Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

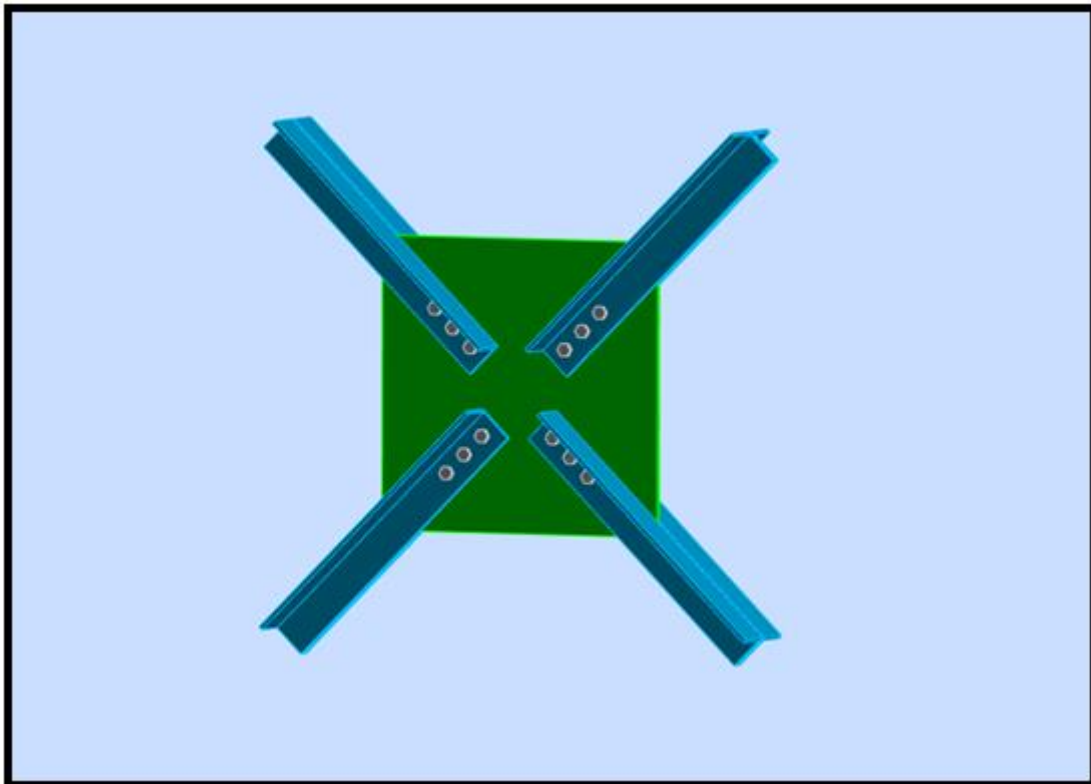


Figure VII.9. Vue en 3D de l'assemblage des diagonales doubles cornières avec gousset
Source : Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

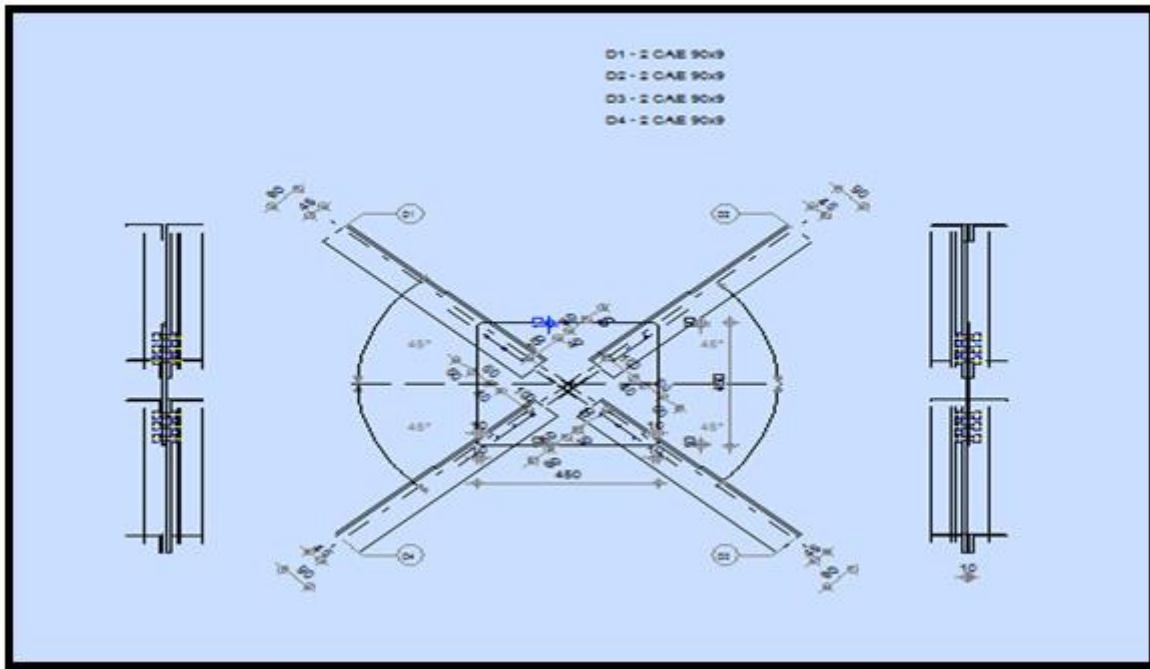


Figure VII.10. Vue en plan de l'assemblage des diagonales doubles cornières avec gousset
Source : Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

L'effort sollicitant de l'assemblage est : $N_{sd} = - 38,04 \text{ kN}$

L'effort de cisaillement repris par un boulon est :

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{3} = \frac{38,04}{3} = 12,68 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times A_s \times f_{ub} \times m}{\gamma_{m2}} \Rightarrow A_s \geq \frac{1,25 \times 12,68 \times 10^3}{0,6 \times 600 \times 2} = 22,01 \text{ mm}^2$$

- $m = 2$: nombre de plan de cisaillement

Donc :

On adopte des boulons **M14** de classe **6.8** .

Boulons	d(mm)	d ₀ (mm)	A(mm ²)	A _s (mm ²)	f _{ub} (Mpa)	d _m (mm)
M14	14	15	154	115	600	23,7

Tableau VII.3. Caractéristiques géométriques et mécaniques du boulon

VII.3.3.1. Disposition constructive:

L'assemblage est réalisé par **3** boulons de classe **6.8** , de diamètre **Φ14**

- **Les dimensions des goussets :**

Gousset central : 450mm × 450mm ; $t_p = 10 \text{ mm}$

• **Distance entre axe des boulons :**

$$1,2d_0 = 18 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 120 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 = 22,5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 120 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 45 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 = 33 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14t = 140 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 60 \text{ mm}$$

• **Vérification au cisaillement des boulons :**

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times \beta_{LF} \times A_s \times f_{ub} \times m}{\gamma_{m2}}$$

Avec :

- $\beta_{LF} = 1,0$: Assemblages courants ;
- $\alpha_v = 0,6$;
- $m = 2$: Nombre des plans de cisaillement.

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 1 \times 115 \times 600 \times 2}{1,25} = 66,24 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{max}}{3} = \frac{38,04}{3} = 12,68 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 66,24 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification de la pression diamétrale :**

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{m2}} \quad \text{Art 6.5.5(6.2) CCM97}$$

Avec :

- $K_s = 2,5$
- $\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \left(\frac{p_1}{3d_0} - 0,25\right); \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 1$
- $t = 28 \text{ mm}$: somme des épaisseurs (10+9×2)

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 14 \times 28 \times 360}{1,25} = 282,24 \text{ kN} > \frac{F_{v,sd}}{3} = 12,68 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification à la résistance du bloc :**

On considère que le chargement est centre sur la cassure :

$$N_{max} \leq V_{eff,Rd} = \frac{A_{nt} \times f_u}{\gamma_{m2}} + \frac{A_{nv} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m2}} \quad \text{Art 3.10.2 (3.9) EC3}$$

Avec :

- A_{nt} : Section nette tendue.

$$A_{nt} = \left(\frac{L}{2} - \frac{d_0}{2}\right) \times t$$

$$A_{nt} = \left(\frac{90}{2} - \frac{15}{2} \right) \times 9 = 337,5 \text{ mm}^2$$

- A_{nv} : Section nette cisillée.

$$A_{nv} = (e_1 + 2p_1 - 2,5d_0) \times t$$

$$A_{nv} = (40 + 2 \times 60 - 2,5 \times 15) \times 9 = 1102,5 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow V_{eff,Rd} = \frac{337,5 \times 360}{1,25} + \frac{1102,5 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,25} = 216,87 \text{ kN} > \frac{N_{max}}{2} = \frac{38,04}{2} = 19,02 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

Il n'y a pas un risque de rupture par cisaillement

VII.3.4. Assemblage poteau – console de la poutre de roulement (IPE270-HEB200) :

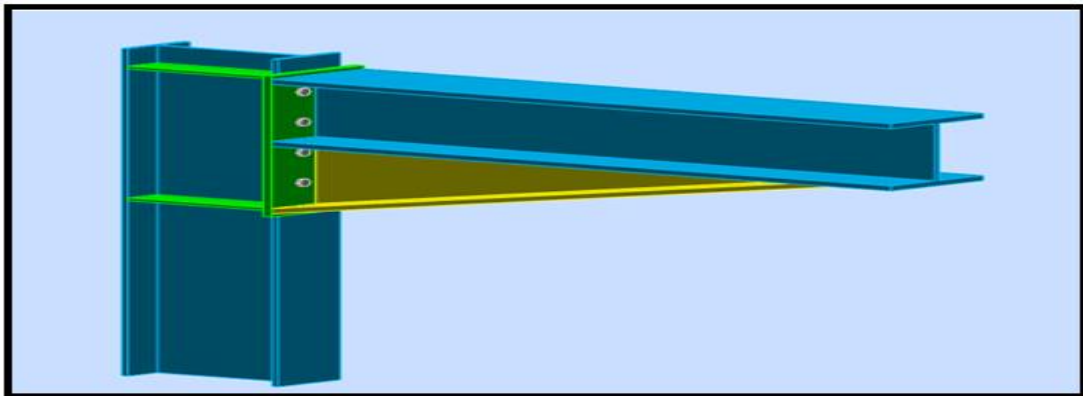


Figure VII.11. Vue en 3D de l'assemblage poteau- console de la poutre de roulement
Source : Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

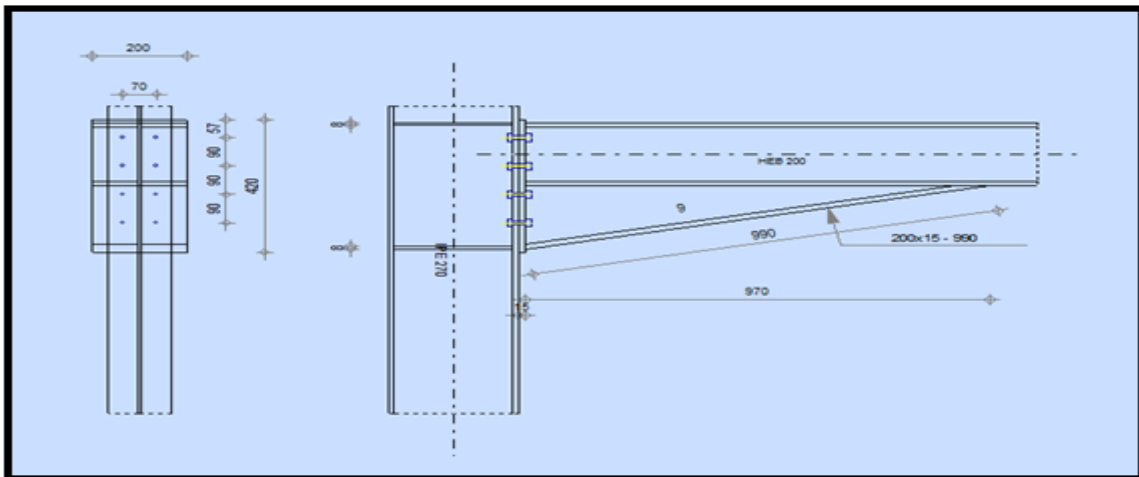


Figure VII.12. Vue en plan de l'assemblage poteau- console de la poutre de roulement
Source : Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

Les efforts sollicitants sur l'assemblage sont obtenus par la combinaison suivante :

1,35G+1,5Q+1,35N donnée par le logiciel **ROBOT**

$M_{sd} = -17,40 \text{ kN.m}$

$N_{sd} = 17,89 \text{ kN}$

$V_{sd} = -15,73 \text{ kN}$

L'assemblage est réalisé par **8** boulons **HR** de classe **8.8** de diamètre **Φ12** ainsi que les dimensions de la platine d'about sont $200\text{mm} \times 420 \text{ mm}$

Epaisseur de la platine = 15 mm

L'épaisseur la plus mince pour la détermination des pinces est :

$$t = \min(t_f; t_{\text{platine}}) = 15 \text{ mm}$$

Avec :

- t_f : est l'épaisseur de la semelle (console) ;
- t_{platine} : est l'épaisseur de la platine.

$$1,2d_0 = 15,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 180 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 57 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 = 19,5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 180 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 65 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 = 28,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14t = 210 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 90 \text{ mm}$$

$$3d_0 = 39 \text{ mm} \leq p_2 \leq 14t = 210 \text{ mm} \Rightarrow p_2 = 70 \text{ mm}$$

Tableau 65.1 CCM97

• **Distribution des efforts sur les différents cordons :**

On va choisir le cordon de soudure platine-console à l'aide de l'abaque de prédimensionnement de la gorge.

IPE270 :

$$t_f = 15 \text{ mm}$$

$$a_{\min} = 3,7 \text{ mm} \leq t_f \leq a_{\max} = 10,4 \text{ mm}$$

$$t_w = 9 \text{ mm}$$

$$a_{\min} = 2,8 \text{ mm} \leq t_w \leq a_{\max} = 6 \text{ mm}$$

On choisit un cordon de soudure de 8 mm

• **Vérification de la soudure de la semelle à la traction :**

$$N_{sd} \leq F_{W,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mW}}$$

Avec :

$$\beta_w = 0,8 \quad ; \quad \gamma_{MW} = 1,25$$

- γ_{MW} : Résistance de la soudure

La longueur totale des cordons de soudure des semelles :

$$\sum l = 2b + 4 \times (b - t_w)$$

$$\sum l = 2 \times 200 + 4 \times (200 - 9) = 1164 \text{ mm}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{8 \times 1164 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 2370,44 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h}$$

$$N_{sd} = \frac{17,40}{0,200} = 87 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 87 \text{ kN} \leq F_{w,Rd} = 2370,44 \text{ kN}$$

- **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement :**

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mW}} \quad \text{Art 6.6.5.3 CCM97}$$

Avec :

$$\beta_w = 0,8 \quad ; \quad \gamma_{MW} = 1,25$$

La longueur totale des cordons de soudure des semelles :

$$\sum l = 4h_i$$

$$\sum l = 4 \times 170 = 680 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{8 \times 680 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 1130,68 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 15,73 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 1130,68 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

- **Détermination des efforts dans les boulons :**

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}}$$

$$x = 15 \times \sqrt{\frac{200}{9}} = 70,71 \text{ mm}$$

L'axe neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée de boulons ce qu'il fait que tous les boulons travaillent à la traction.

- $d_1=270\text{mm}$
 - $d_2=180\text{mm}$
 - $d_3=90\text{mm}$
- ⇒ $\sum d_i^2 = 0,113 \text{ m}^2$

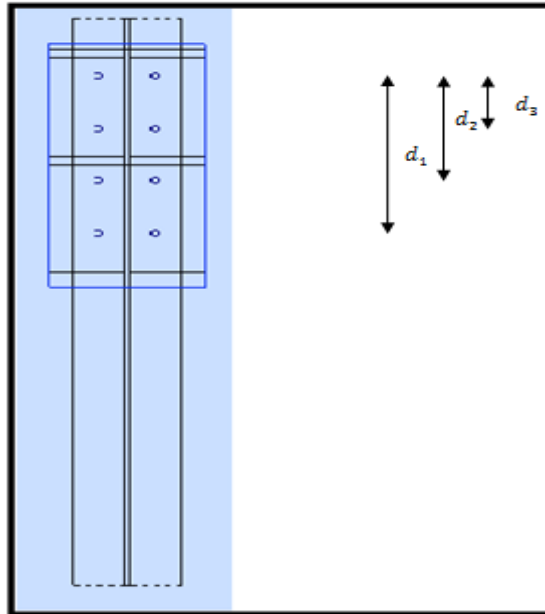


Figure VII.13. Illustration des efforts dans les boulons de l'assemblage poteau-console de la poutre de roulement

Source : auteurs

L'effort de traction dans les deux boulons supérieurs :

$$N_1 = \frac{17,40 \times 0,270}{0,113} = 41,58 \text{ kN}$$

- Détermination de diamètre requis des boulons :

L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons :

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s \quad \text{Art 6.5.6.2(6.5) CCM97}$$

$$N_1 = n \times F_p$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd}}{0,7 \times f_{ub} \times n} = \frac{41,58 \times 10^3}{0,7 \times 800 \times 2} = 37,13 \text{ mm}^2$$

Donc on adopte des boulons **M12 HR** de classe **8.8**

Boulons	d(mm)	d ₀ (mm)	A(mm ²)	A _s (mm ²)	f _{ub} (Mpa)	d _m (mm)
M12	12	13	113	84,3	800	20,5

Tableau VII.4. Caractéristiques géométriques et mécaniques du boulon

• **Vérification à la résistance de l'assemblage :**

Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$F_p = 0,7 \times 800 \times 84,3 = 47,21 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \sum d_i^2}{d_i}$$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 47,21 \times 0,113}{0,270} = 39,52 \text{ kN.m} > M_{sd} = 17,40 \text{ kN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification des boulons à l'interaction cisaillement-traction :**

La résistance au glissement par boulons doit satisfaire la condition suivante :

$$F_{v,sd} \leq F_{s,Rd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{m2}} (F_{p,cd} - 0,8N_{sd}) \quad \text{Art 6.5.6.4(6.7) CCM97}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3}{1,25} (47,21 - 0,8 \times \frac{41,58}{2}) = 7,34 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{15,73}{8} = 1,97 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 1,97 \text{ kN} \leq F_{s,Rd} = 7,34 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification au poinçonnement de la semelle du poteau :**

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{m2}} \quad \text{Art 6.5.5 (6.2) CCM97}$$

$t_p = t_f = 15 \text{ mm}$ Epaisseur de la pièce poinçonnée

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 20,5 \times 15 \times 360}{1,25} = 166,85 \text{ kN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{41,58}{2} = 20,79 \text{ kN} < B_{p,Rd} = 166,85 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification de la pression diamétrale :**

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec :

- $K_s = 2,5$
- $\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \left(\frac{p_1}{3d_0} - 0,25\right); \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 1$
- $t = 25,2 \text{ mm}$: épaisseur platine + semelle poteau

$$F_{v,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 12 \times 25,2 \times 360}{1,25} = 217,73 \text{ kN} > \frac{F_{v,sd}}{8} = 1,97 \text{ kN}$$

- **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :**

$$F_v \leq F_{t,Rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

- $F_{t,Rd}$: Résistance de l'âme du poteau a la traction ;
- t_{wc} : Epaisseur de l'âme du poteau ;
- $b_{eff} = p$: Entraxe des boulons. ($p=70\text{mm}$)

$$\Rightarrow F_{t,Rd} = 6,6 \times 70 \times \frac{235}{1,1} = 98,7 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f}$$

$$F_v = \frac{17,40}{(270 - 10,2) \times 10^{-3}} = 66,97 \text{ kN} < F_{t,Rd} = 98,7 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :**

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd} = \frac{K_c \times \rho \times b_{eff} \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{1 + 1,3 (b_{eff}/h)^2}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

Avec :

- t_{fb} : Epaisseur semelle de la console ;
- t_{fc} : Epaisseur semelle poteau ;
- t_p : Epaisseur platine ;
- r_c : Rayon de raccordement âme-semelle du poteau ;
- a_p : Epaisseur de la gorge de la soudure.

Alors :

$$b_{eff} = 15 + 2 \times 8 \times \sqrt{2} + 5 \times (10,2 + 15) + 2 \times 15 = 193,63 \text{ mm}$$

- **Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant :**

$$\sigma_{c,sd} = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{ey}}$$

$$\sigma_{c,sd} = \frac{15,73 \times 10^3}{45,9 \times 10^2} + \frac{17,40 \times 10^6}{429 \times 10^3} = 44 \text{ Mpa}$$

$$0,7f_y = 164,5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{c,sd} = 44 \text{ Mpa} < 0,7f_y = 164,5 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad K_c = 1$$

- **Élancement réduit de la partie efficace de l'âme:**

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} \quad \text{Art 6.2.6.2(6.13 c) EC3}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \times \sqrt{\frac{193,63 \times 219,6 \times 235}{210000 \times 6,6^2}} = 0,974$$

$$\bar{\lambda}_p > 0,72 \Rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$$

$$\rho = (0,974 - 0,2) / 0,974^2 = 0,82$$

$$\Rightarrow F_{c,Rd} = \frac{1 \times 0,82 \times 193,63 \times 6,6 \times 235}{1,1 \times \sqrt{1 + 1,3 \times \left(\frac{193,63}{270}\right)^2}} = 173,31 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = \frac{M_{sd} \times \sum d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_{sd} = \sum N_i = \frac{17,40 \times 0,54}{0,113} = 83,15 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 83,15 \text{ kN} < F_{c,Rd} = 171,51 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :**

$$F_v \leq V_{Rd} = 0,58f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{Rd} = 0,58 \times 235 \times 270 \times \frac{6,6}{1,1} = 220,81 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{17,40}{(270 - 10,2) \times 10^{-3}} = 66,97 \text{ kN} < V_{Rd} = 220,81 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VII.3.5. Assemblage Panne-traverse :

L'assemblage panne-traverse est réalisé par l'intermédiaire d'une échantignole, avec des boulons ordinaires, afin d'avoir l'articulation souhaitée.

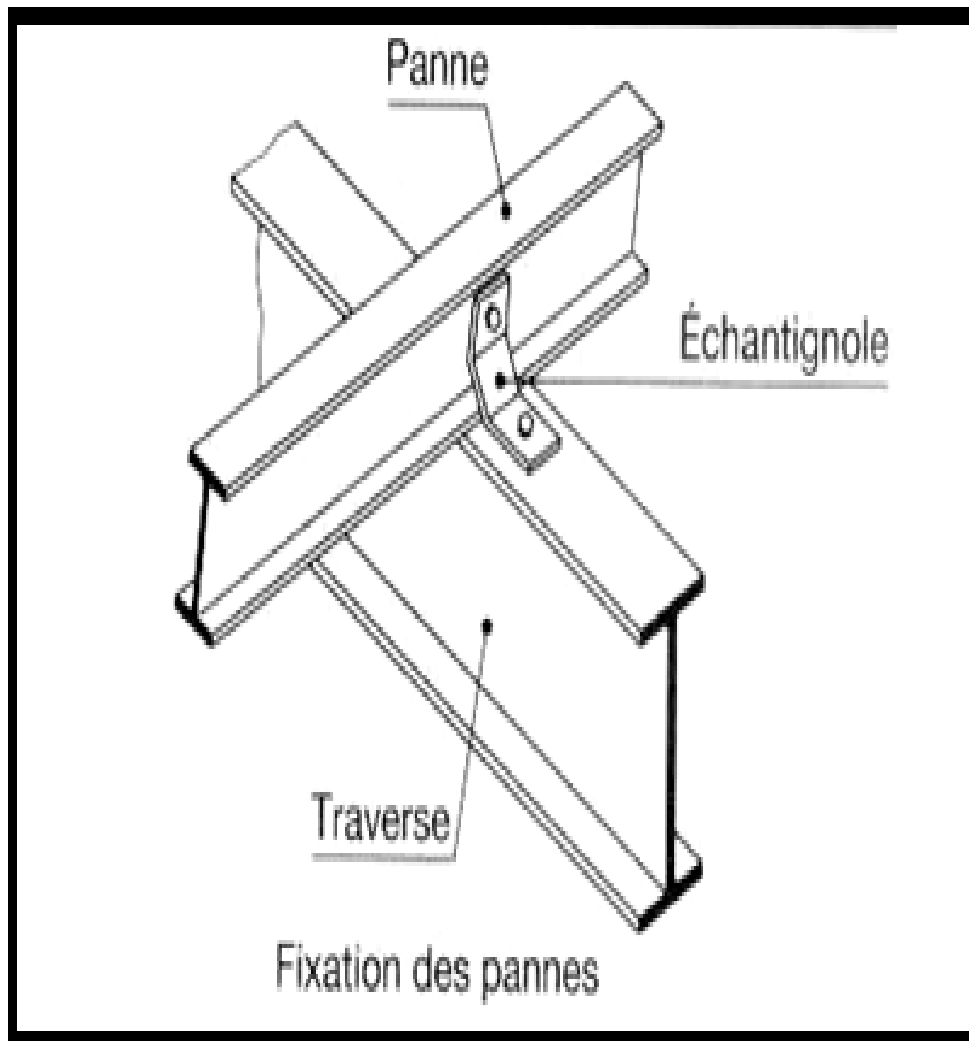


Figure VII.14. Assemblage panne-échantignole / échantignole-traverse
 Source : *cours-architecture*²

Pour la fixation panne-échantignole l'assemblage est sollicité à la réaction $R_{Vz}=9,01$

(voir chapitre IV prédimensionnement et calcul de l'échantignole)

² http://cours-architecture.blogspot.com/2016_02_07_archive.html

$$F_{v,sd} = \frac{R_{vz}}{N_{boulons}} = \frac{9,01}{2} = 4,51 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \times F_{v,sd}}{0,6 \times f_{ub}} = \frac{1,25 \times 4510}{0,6 \times 600} = 16,66 \text{ mm}^2$$

En adopte des boulons **M8** de classe **6.8** avec $A_s = 36,6 \text{ mm}^2$

VII.3.5.1. Résistance des boulons au cisaillement :

(Voir Annexe F)

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \times 36,6 \times 600}{1,25} = 10,54 \text{ kN} > F_{v,sd} = 4,51 \text{ kN}$$

VII.3.5.2. Résistance des boulons à l'effort combinée traction-cisaillement :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 36,6 \times 600}{1,25} = 15,81 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \times 36,6 \times 600}{1,25} = 10,54 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} < 1$$

$$\frac{4,51}{10,54} + \frac{9,01}{1,4 \times 15,81} = 0,8 \leq 1$$

Condition vérifiée

VII.4.Conclusion :

Ce chapitre traite l'étude des assemblages entre les différents éléments de notre structure pour assurer la stabilité et la sécurité de cette dernière. L'assemblage des éléments principaux comme poteau-traverse est assuré par 2 files de 5 boulons HR 8.8 de diamètre 16 mm, ainsi que celui de traverse-traverse est mis en place par 2 files de 4 boulons HR10.9 de diamètre 16 mm, tandis que celui de contreventement en croix de St André est assuré par une file de 3 boulons de classe 6.8 de diamètre de 14mm dans chaque côté de la barre. Finalement pour les assemblages des éléments secondaires comme poteau-consol de la poutre de roulement est réalisé avec 2 files de 4 boulons de classe 8.8 diamètre 12 mm.

Le chapitre suivant concerne les assemblages de pied de poteau , pied de potelet et le calcul des fondations de notre ouvrage.

Chapitre VIII : Dimensionnement des éléments de fondation

VIII.1. Pieds de poteaux :

VIII.1.2. Introduction :

Les pieds de poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent les efforts aux fondations et qui sont essentiels pour la rigidité des structures.

Les pieds de poteau utilisés dans notre projet sont encastrés, l'avantage d'un encastrement est de réduire la déformation du poteau donc, sous charge donnée, d'autoriser une section moindre et transmet au sol un effort normal et un moment par l'intermédiaire du massif de fondation et il faut que le terrain soit suffisamment résistant.

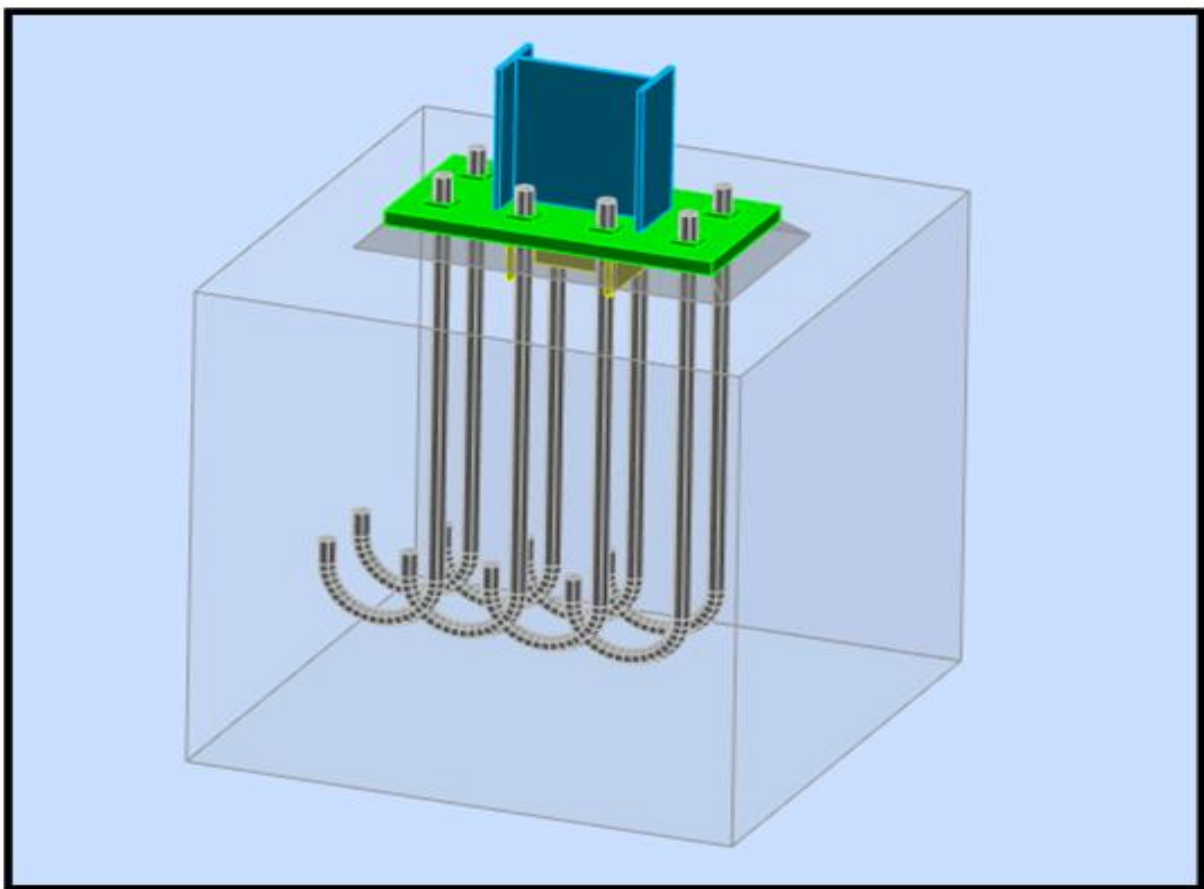


Figure VIII.1. Vue en 3D de l'assemblage pied de poteau
Source : Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

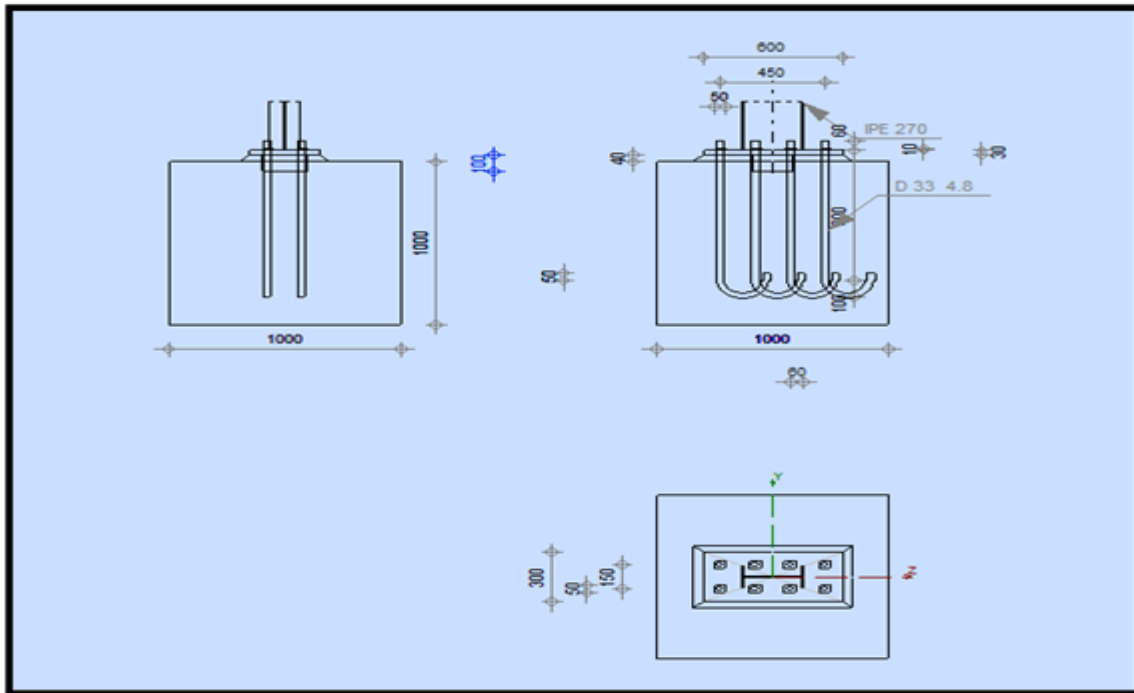


Figure VIII.2. Vue en plan de l'assemblage pied de poteau
Source : Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

VIII.1.3. Dimensionnement de la plaque d'assise :

Le dimensionnement de la plaque d'assise d'un IPE 270 se fait sous l'action des charges suivantes :

$$N_{sd} = - 62,48 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 23,92 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = - 68,35 \text{ kN.m}$$

VIII.1.3.1. Résistance du béton à la compression :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$$

- f_{cd} : Résistance de calcul à l'écrasement du béton
- f_{ck} : Résistance en compression du béton mesurée sur cylindre à 28 jours
- $\alpha_{cc} = 1$
- $\gamma_c = 1,5$

Fondation en béton de classe C25/30 : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

- $\alpha_{cc} = 1$
- $\gamma_c = 1,5$

$$\Rightarrow f_{cd} = 1 \times 25 / 1,5 = 16,67 \text{ N/mm}^2$$

VIII.1.3.2. Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

$$f_{jd} = \alpha \times \beta_j \times f_{cd}$$

La valeur du coefficient du matériau de scellement est : $\beta_j = 2/3$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, on prend : $\alpha = 1,5$

$$f_{jd} = 1,5 \times 2/3 \times 16,67 = 16,67 \text{ N/mm}^2$$

VIII.1.3.3. Estimation de l'aire de la plaque d'assise :

$$A_{co} = \frac{1}{h \times b} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2$$

$$A_{co} = \frac{1}{270 \times 135} \left(\frac{62480}{16,67} \right)^2 = 385,40 \text{ mm}^2$$

$$A_{co} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}}$$

$$A_{co} = \frac{62480}{16,67} = 3748,05 \text{ mm}^2$$

- **Choix du type de la plaque d'assise :**

$$A_{co} = 3748,05 \text{ mm}^2 < 0,95 \times h \times b = 0,95 \times 270 \times 135 = 34627,5 \text{ mm}^2$$

Condition vérifiée

Une plaque à projection courte est satisfaisante.

- **Les dimensions de la platine :**

$$b_p \geq b + 2t_f = 135 + 2 \times 10,2 = 155,4 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h + 2t_f = 270 + 2 \times 10,2 = 290,4 \text{ mm}$$

on prend :

$$b_p = 300 \text{ mm} \quad ; \quad h_p = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Ce qui donne : } A_{co} = 300 \times 600 = 180000 \text{ mm}^2 > 34627,5 \text{ mm}^2$$

VIII.1.3.4. Calcul de la largeur d'appui supplémentaire C :

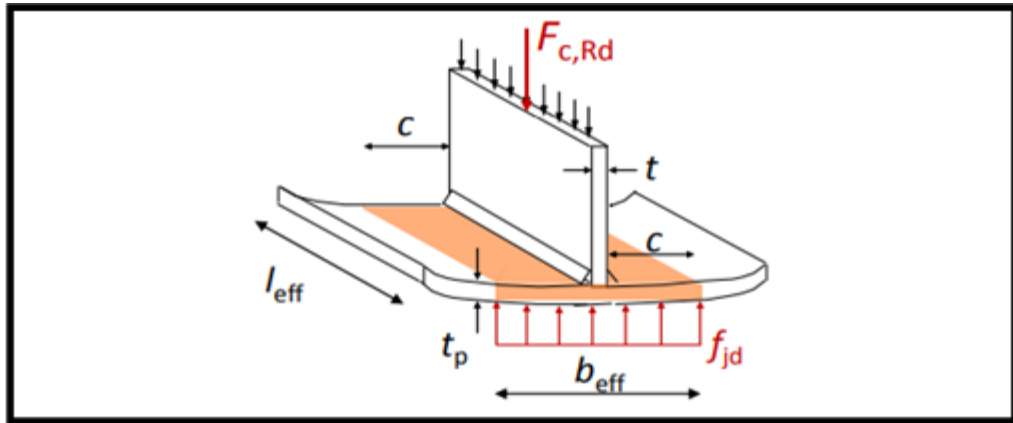


Figure VIII.3. Illustration de la compression d'un tronçon en T
Source : docplayer¹

En posant : $t = 30$ mm comme épaisseur de la platine.

$$C = t \left(\frac{f_{yp}}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{m0}} \right)^{0,5} \quad \text{EN 1993-1-8 (6.4)}$$

$$C = 30 \times \left(\frac{235}{3 \times 16,67 \times 1} \right)^{0,5} = 65,03 \text{ mm}$$

$$C < \frac{(h - 2t_f)}{2}$$

$$C < \frac{(270 - 2 \times 10,2)}{2} = 124,8 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des ails en compression pour les tronçons des deux semelles.

VIII.1.3.5. Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise :

L'épaisseur de la plaque devra satisfaire aux conditions suivantes

$$t_p \geq t_{p,\min} = c \sqrt{\frac{3 \times f_{jd} \times \gamma_{m0}}{f_y}}$$

$$t_p \geq t_{p,\min} = 65,03 \times \sqrt{\frac{3 \times 16,67 \times 1}{235}} = 29,9 \text{ mm}$$

On adopte une épaisseur de la plaque d'assise de : $t_p = 30$ mm

• Cordon de soudure :

On choisit le cordon de soudure platine-poteau à l'aide de l'abaque de prédimensionnement de la gorge (a).

¹ <https://docplayer.fr/31174143-Assemblages-de-continuite-par-platines-d-about-partie-2.html>

IPE 270 :

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

$$a_{\min} = 2,8 \text{ mm} \leq t_f \leq a_{\max} = 7,4 \text{ mm}$$

$$t_w = 6,6 \text{ mm}$$

$$a_{\min} = 2,3 \text{ mm} \leq t_w \leq a_{\max} = 4,5 \text{ mm}$$

On choisit un cordon de soudure de 5 mm

VIII.1.3.6. Calcul de la résistance à la flexion en présence de l'effort axial :

La résistance à la flexion dépend de l'excentricité :

$$e_N = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{-68,35}{-62,48} = -1,09 \text{ m} > z_t = 0,200 \text{ m} \quad (\text{Moment de flexion dominant})$$

- La résistance est atteinte dans l'une de ces parties :

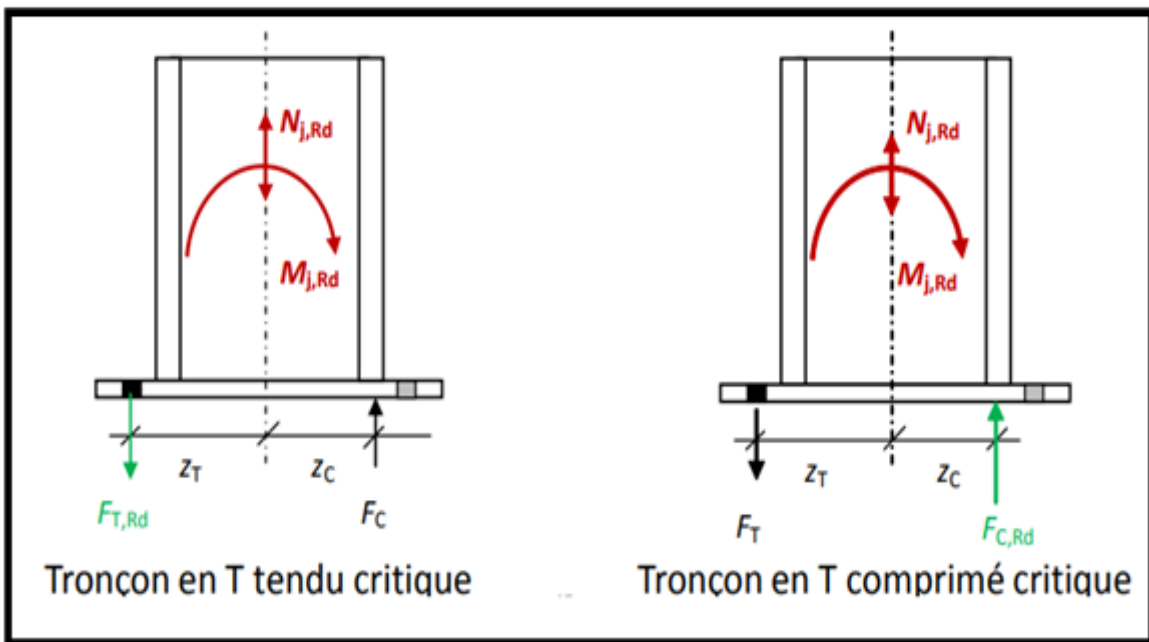


Figure VIII.4. Illustration moment + effort normal
Source : docplayer²

² <https://docplayer.fr/31174143-Assemblages-de-continuite-par-platines-d-about-partie-2.html>

VIII.1.3.7. Résistance en compression d'un tronçon en T de semelle :

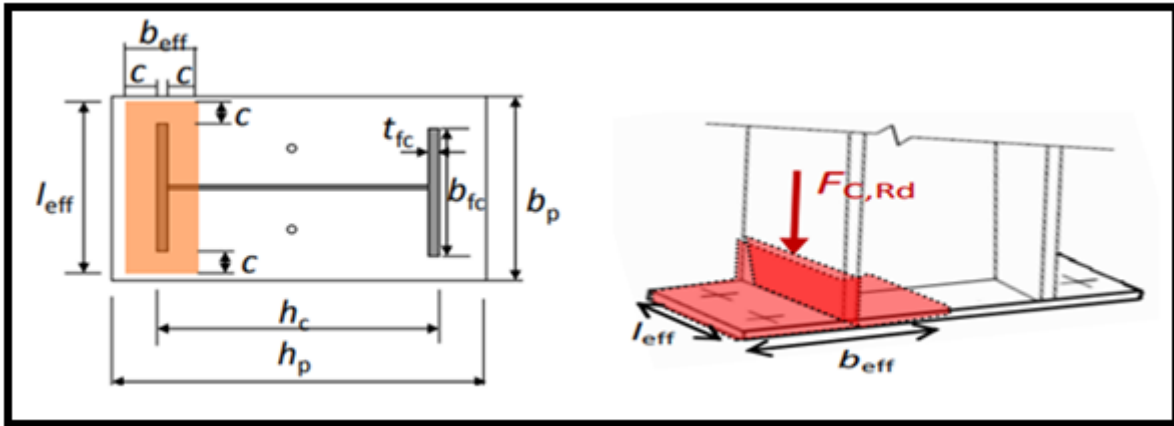


Figure VIII.5. Illustration de la partie comprimée du pied de poteau
Source: docplayer³

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \times b_{eff} \times L_{eff} \quad EN 1993-1-8 \text{ § 6.2.5}$$

- b_{eff} : Largeur efficace du tronçon en T tel que : $b_{eff} \leq t + 2c$
- L_{eff} : Longueur efficace du tronçon en T

Où :

$$L_{eff} = \min(b_p; b_{fc} + 2c)$$

$$L_{eff} = \min(300; 135 + 2 \times 65,03) = 265,06 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = \min\left(c; \frac{h_c}{2} - t_{fc}\right) + t_{fc} + \min\left(c; \frac{h_p - h_c}{2}\right)$$

$$b_{eff} = \min\left(65,03; \frac{270}{2} - 10,2\right) + \min\left(65,03; \frac{600 - 270}{2}\right) = 130,06 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow F_{c,Rd} = 16,67 \times 130,06 \times 265,06 = 574,68 \text{ kN}$$

VIII.1.3.8. Résistance au cisaillement de l'assemblage :

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_b \times F_{vb,Rd}$$

- Résistance par frottement en présence d'un effort axial de compression :

$$F_{f,Rd} = 0,2N_{sd}$$

$$F_{f,Rd} = 0,2 \times 62,48 = 12,5 \text{ kN}$$

Pour 4 tiges M30 de classe 4.8: le choix est justifié avec le logiciel ROBOT

³ <https://docplayer.fr/31174143-Assemblages-de-continuite-par-platines-d-about-partie-2.html>

boulon	d(mm)	do(mm)	A(mm ²)	A _s (mm ²)	f _{ub} (Mpa)
M30	30	33	707	561	400

Tableau VIII.1. Caractéristiques de la tige d'ancrage

VIII.1.3.9. Résistance au cisaillement d'un boulon d'ancrage :

EN 1993-1-8 6.2.2 (7)

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}}$$

Avec :

$$\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 f_{yb}$$

$$\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 \times 320 = 0,344$$

$$n_b = 4 \quad (\text{tiges d'ancrages})$$

Alors :

$$F_{vb,Rd} = \frac{0,344 \times 400 \times 561}{1,25} = 61,75 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F_{v,Rd} = 12,5 + 4 \times 61,75 = 259,5 \text{ kN}$$

VIII.1.3.10. Résistance au cisaillement de la soudure :

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec :

$$\beta_w = 0,8 \quad ; \quad \gamma_{mw} = 1,25 \quad ; \quad a = 5 \text{ mm}$$

La longueur totale des cordons de soudure dans le sens de cisaillement :

$$\sum l = 1026 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow F_{v,Rd} = \frac{5 \times 1026 \times 360}{1,73} = 1066,25 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 23,92 \text{ kN} < \min(1066,25 ; 259,5) = 259,5 \text{ kN}$$

- Longueurs participantes du tronçon en T équivalent tendu :
- Calcul de Longueurs efficaces du tronçon en T : *EN 1993-1-8 Tableau 6.6*

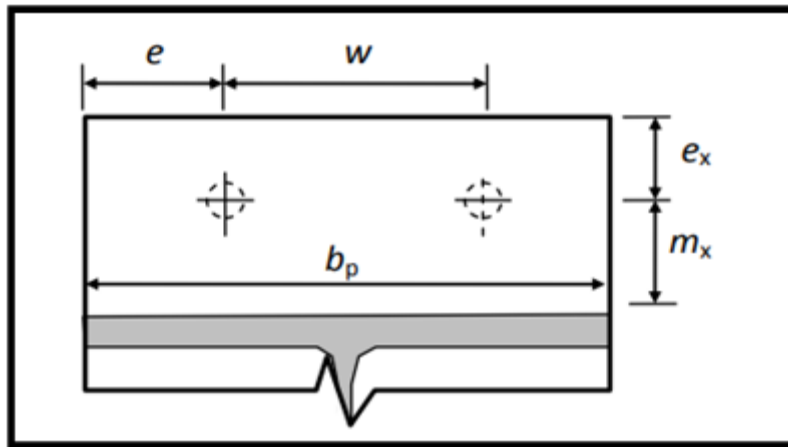


Figure VIII.6. Disposition constrictive
Source : docplayer⁴

$W = 80 \text{ mm}$; $e = 50 \text{ mm}$; $e_x = 100 \text{ mm}$; $m_x = 40 \text{ mm}$

- Mécanisme circulaire :

$$L_{\text{eff,cp}} = \min \begin{cases} 2\pi m_x = 251,2 \text{ mm} \\ \pi m_x + w = 205,6 \text{ mm} \\ \pi m_x + 2e = 225,6 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow L_{\text{eff,cp}} = 205,6 \text{ mm}$$

- Mécanisme non circulaire :

$$L_{\text{eff,nc}} = \min \begin{cases} 4m_x + 1,25 e_x = 285 \text{ mm} \\ 2m_x + 0,625e_x + \frac{w}{2} = 182,5 \text{ mm} \\ 2m_x + 0,625e_x + e = 192,5 \text{ mm} \\ \frac{b_p}{2} = 150 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow L_{\text{eff,nc}} = 150 \text{ mm}$$

$L_{\text{eff,1}} = \min (L_{\text{eff,cp}}, L_{\text{eff,nc}}) = 150 \text{ mm}$

VIII.1.3.11. Vérification de la résistance de tiges d'ancrage :

$$F_{t,\text{anchor,Rd}} = \min [F_{t,\text{bond,Rd}}; F_{t,\text{Rd}}]$$

- Résistance du boulon d'ancrage à la traction :

$$F_{t,\text{Rd}} = 0,9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times \frac{561 \times 400}{1,5} = 134,64 \text{ kN}$$

- Calcul de la contrainte d'adhérence :

On a : $d \leq 32 \text{ mm}$

⁴ <https://docplayer.fr/31174143-Assemblages-de-continuite-par-platines-d-about-partie-2.html>

$$f_{bd} = \frac{0,36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c}$$

$$f_{bd} = \frac{0,36 \times \sqrt{25}}{1,5} = 1,2 \text{ Mpa}$$

- **Résistance de calcul par adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage :**

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times d \times l_b \times f_{bd}}{\alpha} \quad \text{EN 1993-1-8 §6.2.6.12 (5)}$$

- **d** : Diamètre de la tige $d = 30 \text{ mm}$
- **l_b** : Encre dans le béton $l_b = (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$
Avec : $l_1 = 20d = 600 \text{ mm}$
 $r = 3d = 90 \text{ mm}$
 $l_2 = 2d = 60 \text{ mm}$
 $l_b = (600 + 6,4 \times 90 + 3,5 \times 60) = 1386 \text{ mm}$
- **f_{ck}** : Résistance du béton $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$
- **α** : Facteur tenant en compte la forme de la tige : crochet $\rightarrow \alpha = 0,7$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times 30 \times 1386 \times 1,2}{0,7} = 223,93 \text{ kN}$$

$$F_{t,anchor,Rd} = \min [223,93 ; 259,5] = 223,93 \text{ kN}$$

- **Résistance de la partie tendue de l'assemblage :**

- **Vérification de la présence de l'effet de levier :**

- **L_b** : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage :

$$L_b = 8d + e_m + t_p + t_{wa} + 0,5k \quad \text{EN 1993-1-8 Tableau 6.2}$$

- **t_{wa}** : Epaisseur de la rondelle $t_{wa} = 10 \text{ mm}$
- **k** : Epaisseur de l'écrou $k = 0,8d$
- **e_m** : Epaisseur de mortier de calage $e_m = 40 \text{ mm}$

$$L_b = 8 \times 30 + 40 + 30 + 10 + 0,5 \times 0,8 \times 30 = 332 \text{ mm}$$

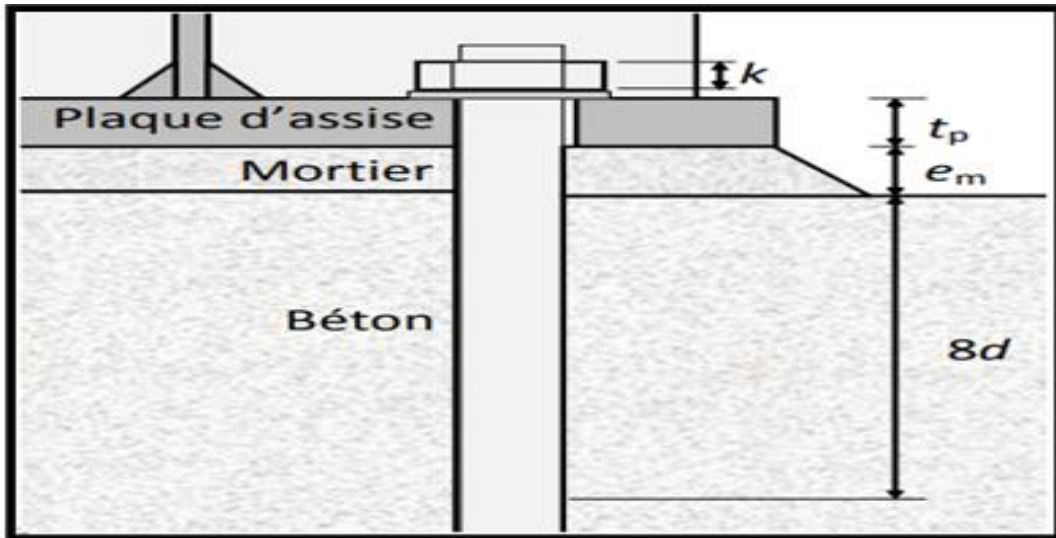


Figure VIII.7. Longeur d'allongement de la tige d'ancrage
Source : docplayer⁵

- L_b^* : Longeur limite d'allongement du boulon d'ancrage.

$$L_b^* = \frac{8,8 \times m_x^3 \times A_s}{l_{eff,1} \times t_p^3} \quad \text{EN 1993-1-8 Tableau 6.2}$$

$$L_b^* = \frac{8,8 \times 40^3 \times 561}{150 \times 30^3} = 78,01 \text{ mm} < L_b = 332 \text{ mm}$$

L'effet de levier ne peut pas être développé et les modes de ruine 1-2, 3 et 4 peuvent être considérés.

- Résistance à la flexion de la plaque d'assise (par unité de longeur) :

$$m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 \times f_{yp}}{4\gamma_{m0}}$$

$$m_{pl,Rd} = \frac{30^2 \times 235}{4 \times 1} = 52,88 \text{ kN.m}$$

- Résistances à la flexion de la plaque d'assise :

Mode 1 : La résistance à la flexion de la rotule plastique

$$M_{pl,1Rd} = m_{pl,Rd} \times l_{eff,1}$$

$$M_{pl,1Rd} = 52,88 \times 0,15 = 7,93 \text{ kN.m}$$

- Calcul de la résistance de l'assemblage à la traction :

EN 1993-1-8 Tableau 6.2

La résistance finale de l'assemblage d'un tronçon en T équivalent tendu pris égale à la valeur de résistance la plus petite des modes de ruine.

⁵ <https://docplayer.fr/31174143-Assemblages-de-continue-par-platines-d-about-partie-2.html>

$$F_{T,Rd} = \min (F_{t,1-2,Rd} ; F_{t,3,Rd} ; F_{t,4,Rd})$$

- ✚ **Mode 1-2** : La combinaison des mécanismes plastiques complets et plastiques partiels

$$F_{t,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl1,Rd}}{m_x}$$

$$F_{t,1-2,Rd} = \frac{2 \times 7,93}{0,04} = 396,5 \text{ kN}$$

- ✚ **Mode 3** : Ruine du boulon d'ancrage

$$F_{t,3,Rd} = 2F_{t,anchor,Rd}$$

$$F_{t,3,Rd} = 2 \times 223,93 = 447,86 \text{ kN}$$

- ✚ **Mode 4** : Plastification de l'âme tendue pour les rangées intérieures de boulons d'ancrage.

$$F_{t,4,Rd} = \frac{l_{eff,t} \times t_w \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$F_{t,4,Rd} = \frac{150 \times 6,6 \times 235}{1} = 232,65 \text{ kN}$$

D'où :

$$F_{T,Rd} = \min (396,5 ; 447,86 ; 232,65) = 232,65 \text{ kN}$$

- **Vérification à la résistance en flexion :**

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = \min \left(\frac{-F_{c,Rd} \times Z}{\frac{Z_T}{e_N} - 1} ; \frac{F_{T,Rd} \times Z}{\frac{Z_c}{e_N} + 1} \right)$$

Avec :

$$Z = Z_T + Z_C$$

$$Z = 0,200 + 0,130 = 0,33 \text{ m}$$

Donc :

$$M_{Rd} = \min \left(\frac{-574,68 \times 0,33}{\frac{0,200}{-1,09} - 1} ; \frac{232,65 \times 0,33}{\frac{0,130}{-1,09} + 1} \right) = \min (160,24 \text{ kN} ; 87,17 \text{ kN})$$

$$M_{Rd} = 87,17 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = -68,35 \text{ kN} < 87,17 \text{ kN}$$

condition vérifiée

VIII.2. Pieds de potelet :

VIII.2.1. Introduction :

Le pied de potelet est un pied articulé, il ne transmet au sol qu'un effort en général oblique. il faut donc empêcher tout déplacement latéral au pied ; un tirant peut être prévu. une fixation par 2 boulons seulement en ligne est assimilée à une articulation.

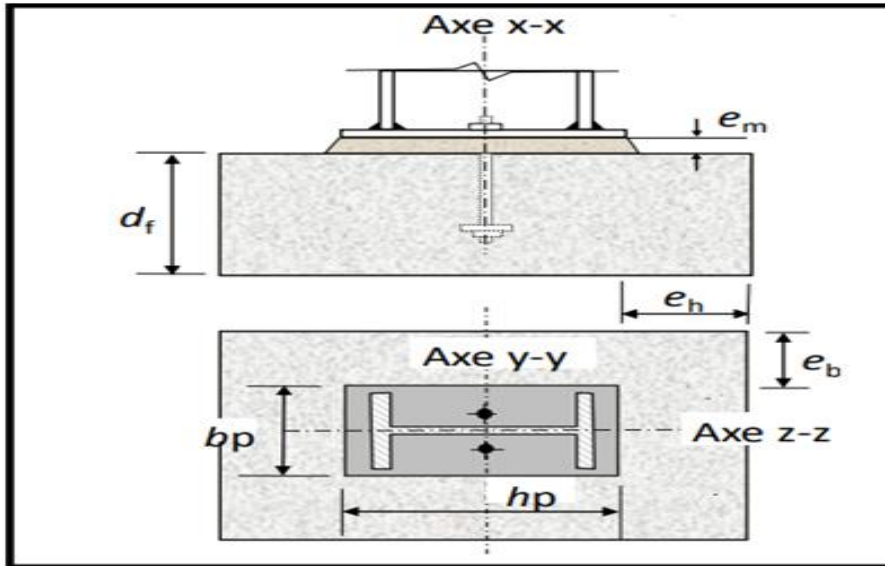


Figure VIII.8. Illustration d'un assemblage de pied de potelet articulé typique
Source : docplayer⁶

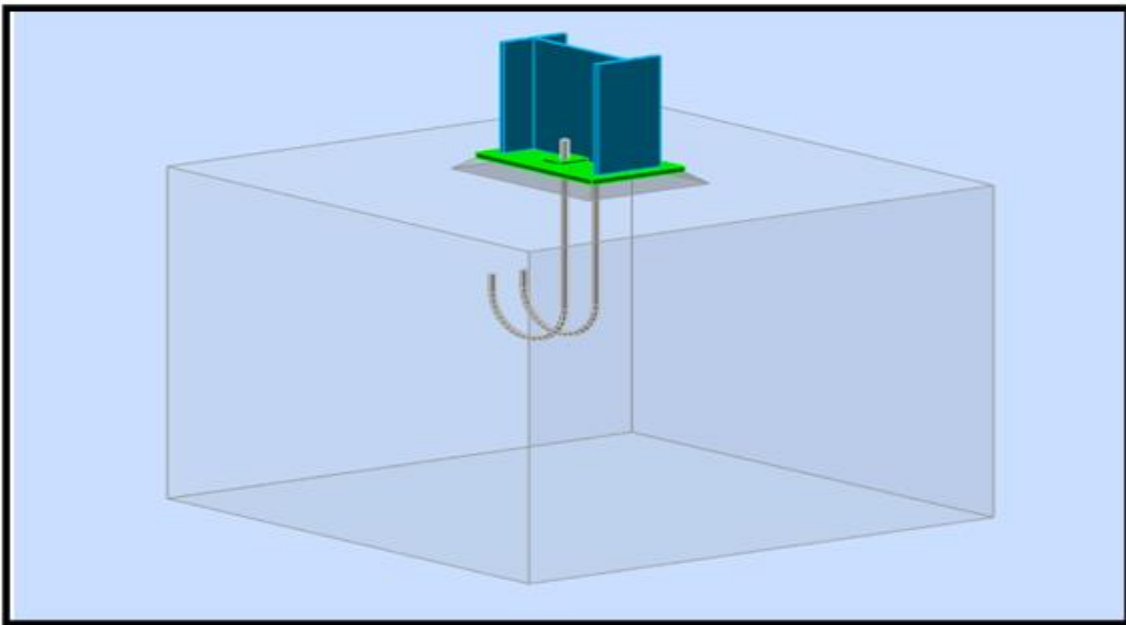


Figure VIII.9. Vue en 3D de l'assemblage pied de potelet
Source : Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

⁶ <https://docplayer.fr/31174143-Assemblages-de-continuite-par-platines-d-about-partie-2.html>

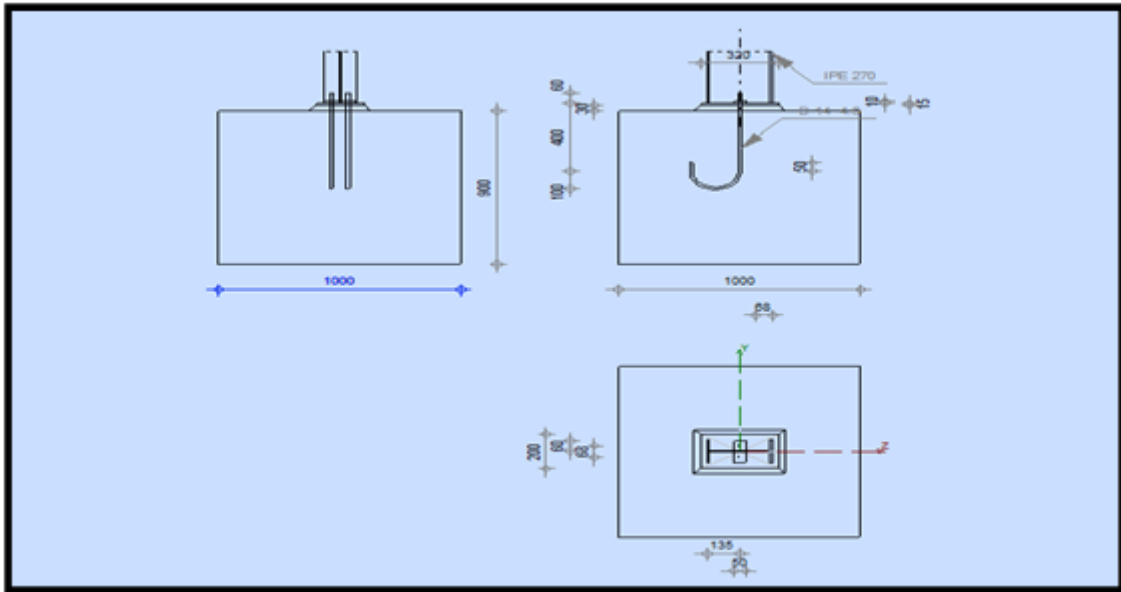


Figure VIII.10. Vue en plan de l'assemblage pied de potelet
Source : Logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017

VIII.2.2. Dimensionnement de la plaque d'assise :

Le dimensionnement de la plaque d'assise d'un IPE 270 se fait sous l'action des charges suivantes :

$$N_{sd} = -2,82 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 2,06 \text{ kN}$$

VIII.2.2.1. Résistance à la compression :

- Résistance du béton à la compression :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$$

Fondation en béton de classe C25/30 : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

$$\Rightarrow f_{cd} = 1 \times 25 / 1,5 = 16,67 \text{ N/mm}^2$$

- Estimation de l'aire de la plaque d'assise :

$$A_{co} = \frac{1}{h \times b} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2$$

$$A_{co} = \frac{1}{270 \times 135} \left(\frac{2,82 \times 10^3}{16,67} \right)^2 = 0,79 \text{ mm}^2$$

$$A_{co} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}}$$

$$A_{co} = \frac{2,82 \times 10^3}{16,67} = 169,17 \text{ mm}^2$$

- **Choix du type de la plaque d'assise :**

$$A_{co} = 169,17 \text{ mm}^2 < 0,95 \times h \times b = 0,95 \times 270 \times 135 = 34627,5 \text{ mm}^2$$

Condition vérifiée

- **La valeur de β_j est égale à 2/3, comme :** $e_m = 30 \text{ mm} \leq \min \begin{cases} 50 \text{ mm} \\ 0,2 b_p \\ 0,2 h_p \end{cases}$

$$e_m = 30 \text{ mm} \leq \min \begin{cases} 50 \text{ mm} \\ 40 \text{ mm} \\ 64 \text{ mm} \end{cases}$$

- α_{bf} : Coefficient qui correspond à la diffusion d'une force concentrée dans la fondation

$$\alpha_{bf} = \min \left[\left(1 + \frac{d_f}{\max(h_p; b_p)} \right); \left(1 + 2 \frac{e_h}{h_p} \right); \left(1 + 2 \frac{e_h}{b_p} \right); 3 \right]$$

$$\alpha_{bf} = \min \left[\left(1 + \frac{900}{\max(320; 200)} \right); \left(1 + 2 \times \frac{66}{320} \right); \left(1 + 2 \times \frac{66}{200} \right); 3 \right]$$

$$\alpha_{bf} = \min [3,81 ; 1,41 ; 1,66 ; 3]$$

$$\alpha_{bf} = 1,41$$

- **Capacité portante de la fondation :**

EN 1993-1-8 § 6.2.5

$$f_{jd} = \alpha_{bf} \times \beta_j \times f_{cd}$$

$$f_{jd} = 1,41 \times 2/3 \times 16,67 = 15,67 \text{ N/mm}^2$$

- **Largeur d'appui additionnelle de la semelle :**

EN 1993-1-8 (6.4)

En posant : $t = 15 \text{ mm}$ comme épaisseur de la platine.

$$C = t \left(\frac{f_{yp}}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{m0}} \right)^{0,5}$$

$$C = 30 \times \left(\frac{235}{3 \times 15,67 \times 1,1} \right)^{0,5} = 63,95 \text{ mm}$$

- **Caractéristiques géométriques :**

$$h_{cp} = \min (h_p; h_{pot} + 2c)$$

$$h_{cp} = \min (320; 398) = 320 \text{ mm}$$

$$b_{cp} = \min (b_p; b_{pot} + 2c)$$

$$b_{cp} = \min (200; 263) = 200 \text{ mm}$$

$$l_{cp} = h_{pot} - 2t_{fc}$$

$$l_{cp} = 249,6 \text{ mm}$$

- Résistance en compression de l'assemblage de pied de poteau :

$$N_{C,Rd} = f_{jd} (h_{cp} \times b_{cp} - l_{cp} (b_{cp} - t_{wc} - 2c))$$

$$N_{C,Rd} = 15,67 \times (320 \times 200 - 249,6 \times (200 - 6,6 - 2 \times 63,95)) = 746,69 \text{ kN}$$

- Vérification de la résistance en compression :

$$N_{C,Rd} = 746,69 \text{ kN} \geq N_{C,Ed} = 2,82 \text{ kN}$$

condition vérifiée

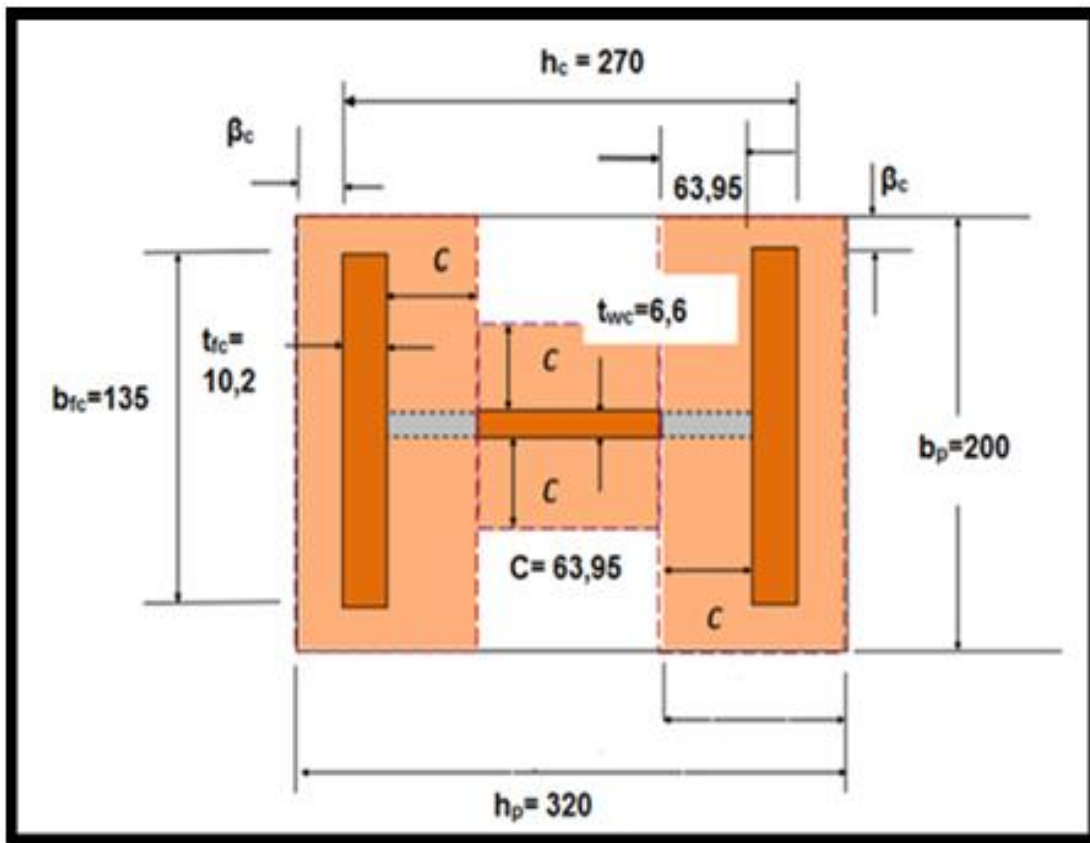


Figure VIII.11. La résistance en compression de l'assemblage
Source : docplayer⁷

⁷ <https://docplayer.fr/31174143-Assemblages-de-continuite-par-platines-d-about-partie-2.html>

VIII.2.2.2. Résistance au cisaillement :

Pour 2 tiges M14 de classe 4.6 : le choix est justifié avec le logiciel ROBOT

boulon	d (mm)	d ₀ (mm)	A(mm ²)	A _s (mm ²)	f _{ub} (Mpa)
M14	14	15	154	115	400

Tableau VIII.2. Caractéristiques de la tige d'ancrage

(Voir Annexe F)

- Résistance au frottement : EN 1993-1-8 6.2.2 (6)

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \times N_{c,Ed}$$

Avec :

- C_{f,d} : Coefficient de frottement pour mortier de ciment = 0,2

$$F_{f,Rd} = 0,2 \times 2,82 = 0,564 \text{ kN}$$

- Résistance au cisaillement d'un boulon d'ancrage : EN 1993-1-8 6.2.2 (7)

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}}$$

Avec :

$$\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 f_{yb}$$

$$\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 \times 240 = 0,4$$

$$n_b = 2 \quad (\text{tiges d'ancrages})$$

Alors :

$$F_{vb,Rd} = \frac{0,4 \times 400 \times 115}{1,25} = 14,72 \text{ kN}$$

- Résistance au cisaillement de l'assemblage : EN 1993-1-8 6.2.2 (8)

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n F_{vb,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0,564 + 2 \times 14,72 = 30 \text{ kN}$$

- Résistance au cisaillement des soudures :

$$V_{w,Rd} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \times \gamma_{M2}} \times a \times l_{w,eff}$$

Avec :

$l_{w,eff}$: Longueur efficace totale des soudures dans la direction du cisaillement

$$l_{w,eff} = 2 \times (270 - 2 \times 10,2 - 2 \times 15) = 439,2 \text{ kN}$$

$$V_{w,Rd} = \frac{360 / \sqrt{3}}{0,8 \times 1,25} \times 4 \times 439,2 = 365,14 \text{ kN}$$

- Vérification de la résistance au cisaillement :

$$V_{z,Rd} = \min (F_{V,Rd}; V_{w,Rd}) = \min (30 \text{ kN}; 365,14 \text{ kN}) = 30 \text{ kN}$$

VIII.2.2.3. Résistance à la traction :

- Longueur m :

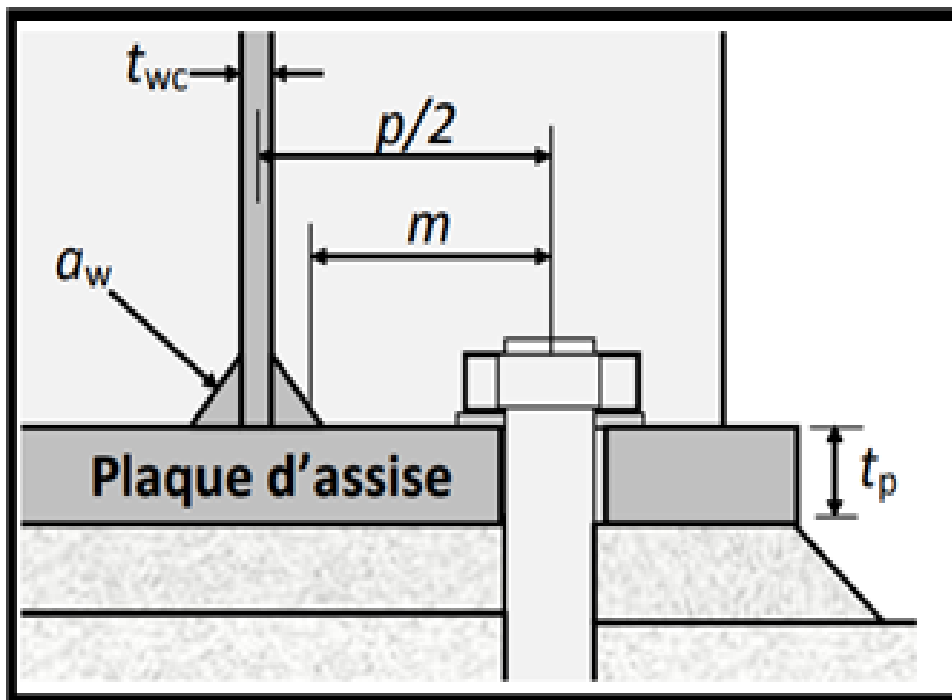


Figure VIII.12. Illustration pour la longueur limite d'allongement de la tige d'ancrage

$$m = \frac{p}{2} - \frac{t_{wc}}{2} - 0,8\sqrt{2} \times a_w$$

$$m = \frac{68 - 6,6}{2} - 0,8\sqrt{2} \times 4 = 26,17 \text{ mm}$$

- Longueurs efficaces et mécanismes :

EN 1993-1-8 Tableau 6.6

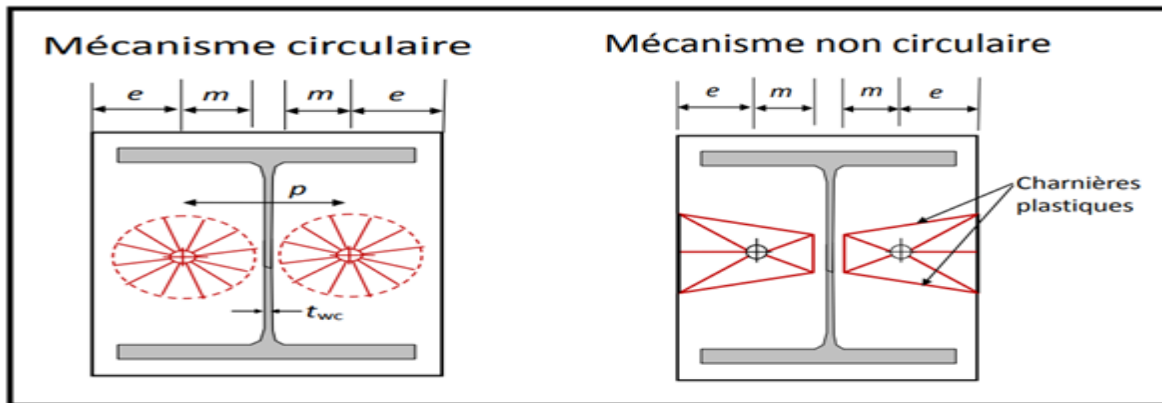


Figure VIII.13. Illustration des mécanismes

Source : docplayer ⁸

$$L_{eff,cp} = 2\pi \times m$$

$$L_{eff,cp} = 2 \times 3,14 \times 26,17 = 164,35 \text{ mm}$$

$$L_{eff,nc} = 4m + 1,25e$$

$$L_{eff,nc} = 4 \times 26,17 + 1,25 \times 66 = 187,18 \text{ mm}$$

- Longueurs efficaces des modes 1 et 2 :

$$L_{eff,1} = \min (L_{eff,cp}; L_{eff,nc})$$

$$L_{eff,1} = \min (164,35 \text{ mm}; 187,18 \text{ mm}) = 164,35 \text{ mm}$$

$$L_{eff,2} = L_{eff,nc} = 187,18 \text{ mm}$$

- Longueur limite d'allongement du boulon d'ancrage :

EN 1993-1-8 Tableau 6.2

$$L_b^* = \frac{8,8 \times m^3 \times A_s}{l_{eff,1} \times t_p^3}$$

$$L_b^* = \frac{8,8 \times 26,17^3 \times 115}{164,35 \times 15^3} = 32,7 \text{ mm}$$

- Longueur d'allongement du boulon d'ancrage :

$$L_b = 8d + e_m + t_p + t_{wa} + 0,5k$$

- t_{wa} : Epaisseur de la rondelle $t_{wa} = 10 \text{ mm}$
- k : Epaisseur de l'écrou $k = 0,8d$
- e_m : Epaisseur de mortier de calage $e_m = 30 \text{ mm}$

⁸ <https://docplayer.fr/31174143-Assemblages-de-continuite-par-platines-d-about-partie-2.html>

$$L_b = 8 \times 14 + 30 + 15 + 10 + 0,5 \times 0,8 \times 14 = 172,6 \text{ mm} > L_b^* = 32,7 \text{ mm}$$

Un effet de levier se développe et les modes de ruine 1, 2, 3 et 4 doivent être considérés.

- **Résistance à la flexion de la plaque d'assise (par unité de longueur) :**

$$m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 \times f_{yp}}{4 \gamma_{m0}}$$

$$m_{pl,Rd} = \frac{15^2 \times 235}{4 \times 1} = 13,22 \text{ kN}$$

- **Résistances à la flexion de la plaque d'assise :**

Mode 1 : $M_{pl1,Rd} = L_{eff,1} \times m_{pl,Rd} = 164,35 \times 10^{-3} \times 13,22 = 2,17 \text{ kN.m}$

Mode 2 : $M_{pl2,Rd} = L_{eff,2} \times m_{pl,Rd} = 187,18 \times 10^{-3} \times 13,22 = 2,47 \text{ kN.m}$

- **Résistance de la tige d'ancrage en traction :**
- **Résistance de calcul en traction de la tige d'ancrage :**

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}} \quad \text{EN 1993-1-8 Tableau 3.4}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times 400 \times 115}{1,25} = 33,12 \text{ kN}$$

- **Contrainte d'adhérence de calcul :**

$$f_{bd} = \frac{0,36 \times \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c}$$

$$f_{bd} = \frac{0,36 \times \sqrt{25}}{1,5} = 1,2 \text{ N/mm}^2$$

- **Résistance de calcul par adhérence entre le béton et la tige d'ancrage:**

$$F_{t,bond,Rd} = \pi \cdot d \cdot l_b \cdot f_{bd} \quad \text{EN 1993-1-8 §6.2.6.12 (5)}$$

- f_{bd} : Contrainte d'adhérence de calcul

- d : Diamètre nominal de la tige d'ancrage

$$F_{t,bond,Rd} = 3,14 \times 14 \times 370 \times 1,2 = 19,52 \text{ kN}$$

- **Résistance de calcul des tiges d'ancrage :**

$$F_{t,Rd,anchor} = \min[F_{t,Rd}, F_{t,bond,Rd}]$$

$$F_{t,Rd,anchor} = \min[33,12 \text{ kN}, 19,52 \text{ kN}] = 19,52 \text{ kN}$$

- Résistance à la traction du tronçon en T :

EN 1993-1-8 Tableau 6.2

Mode 1 :

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m}$$

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \times 2,17}{26,17 \times 10^{-3}} = 331,68 \text{ kN}$$

Mode 2 :

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + 2nF_{t,Rd,anchor}}{m+n}$$

$$n = \min(e ; 1,25 \text{ m}) = \min(66 \text{ mm} ; 32,71 \text{ mm}) = 32,71 \text{ mm}$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \times 2,47 + 2 \times 32,71 \times 19,52}{26,17 + 32,71} = 21,77 \text{ kN}$$

Mode 3 :

$$F_{T,3,Rd} = 2 \times F_{t,Rd,anchor}$$

$$F_{T,3,Rd} = 2 \times 19,52 = 39,04 \text{ kN}$$

Mode 4 :

$$F_{T,4,Rd} = \frac{b_{eff,t} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$$b_{eff,t} = l_{eff,1} = 164,35 \text{ mm}$$

$$F_{T,4,Rd} = \frac{164,35 \times 6,6 \times 235}{1} = 254,91 \text{ kN}$$

- Résistance du tronçon en T tendu équivalent :

$$F_{T,Rd} = \min(F_{T,1,Rd} ; F_{T,2,Rd} ; F_{T,3,Rd} ; F_{T,4,Rd})$$

$$F_{T,Rd} = \min(331,68 \text{ kN} ; 21,77 \text{ kN} ; 39,04 \text{ kN} ; 254,91 \text{ kN}) = 21,77 \text{ kN}$$

- Résistance de la soudure :

$$F_{t,w,Rd} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \times \gamma_{M2}} \times a \times l_{w,eff,t}$$

$$l_{w,eff,t} = 2 \times l_{eff,1} = 2 \times 164,35 = 328,7 \text{ mm}$$

$$F_{t,w,Rd} = \frac{360/\sqrt{3}}{0,8 \times 1,25} \times 4 \times 328,7 = 273,28 \text{ kN}$$

- **Vérification de la résistance au cisaillement :**

$$N_{T,Rd} = \min (F_{T,Rd}; F_{t,w,Rd}) = \min (21,77 \text{ kN}; 273,28 \text{ kN}) = 21,77 \text{ kN}$$

- **Vérification de la résistance au cisaillement des boulons :**

$$\frac{V_{Ed}}{nF_{Vb,Rd}} + \frac{N_{t,Ed}}{1,4N_{T,Rd}} < 1$$

$$\frac{2,06}{2 \times 14,72} + \frac{2,82}{1,4 \times 21,77} = 0,162 < 1$$

- **Vérification de la résistance au cisaillement des soudures :**

$$\frac{\sqrt{\left(\left(\frac{N_{t,Ed}}{I_{w,eff,t}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{I_{w,eff}}\right)^2\right)}}{f_{vW,d} \times a}$$

$$\frac{\sqrt{\left(\left(\frac{2,82}{328,7 \times 10^{-3}}\right)^2 + \left(\frac{2,06}{439,2 \times 10^{-3}}\right)^2\right)}}{\frac{360/\sqrt{3}}{0,8 \times 1,25} \times 4} = 0,012 \leq 1 \quad \text{condition vérifiée}$$

VIII.3.Fondation :

VIII.3.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont faites pour transmettre toutes les sollicitations de la super structure au sol, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage car elle assure la stabilité générale de la structure.

Le calcul va se faire au début sur les pieds de poteaux en déterminant toutes les dimensions et paramètres, ensuite l'étude de l'infrastructure qui demande la reconnaissance géologique et géotechnique du terrain, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques du sol.

VIII.3.2.Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant les critères essentiels à savoir :

- Stabilité totale de la structure ;
- Solution économique et facile à réaliser ;
- Type de construction ;
- Caractéristiques du sol ;
- Charges apportée par la structure ;
- Recommandation du l'étude géotechnique.

VIII.3.3.Caractéristiques géotechniques :

D'après les données géotechniques des constructions voisinage réalisées

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$$

VIII.3.4. Détermination des sollicitations :

On va dimensionner les semelles isolées avec les valeurs des charges les plus importantes sous les combinaisons les plus défavorables à ELU et à ELS qui sont :

- **ELU** : $M_{sd} = 68,35 \text{ kN}$; $N_{sd} = - 62,48 \text{ kN}$

- **ELS** : $M_{sd} = 50,42 \text{ kN}$; $N_{sd} = 46,03 \text{ kN}$

VIII.3.4.1. L'effort normal sollicitant considéré pour le dimensionnement :

On prend :

- Fût : (a=50 cm ; b=50 cm)
- Semelle : (A=1,5 m ; B =1,5 m)
- Poids de remblai : 18 kN/m³

$$N_{total, sd} = N_{sd} + \text{poids de fut} + \text{poids de semelle} + \text{poids de remblai}$$

- **ELU:**

$$N_{total, u, sd} = 62,48 + 7,5 + 16,875 + 18$$

$$N_{total, u, sd} = 104,86 \text{ KN}$$

- **ELS:**

$$N_{total, s, sd} = 46,03 + 7,5 + 16,875 + 18$$

$$N_{total, s, sd} = 88,405 \text{ KN}$$

VIII.3.4.1. Dimensionnement des semelles :

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celles du pied de poteau.

Les dimensions du fût sont généralement débordées aux dimensions de la platine d'assise avec une distance de **20 cm**.

$$a = a_p + c = 0,6 + 0,2 = 0,8 \text{ m}$$

$$b = b_p + c = 0,3 + 0,2 = 0,5 \text{ m}$$

Avec :

a_p et **b_p** : Représentent les dimensions de la platine

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{0,8}{0,5} = 1,6 \longrightarrow A = 1,6 B$$

A et **B** : Dimensions de la semelle.

- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{50,42}{88,405} = 0,57 \text{ m}$$

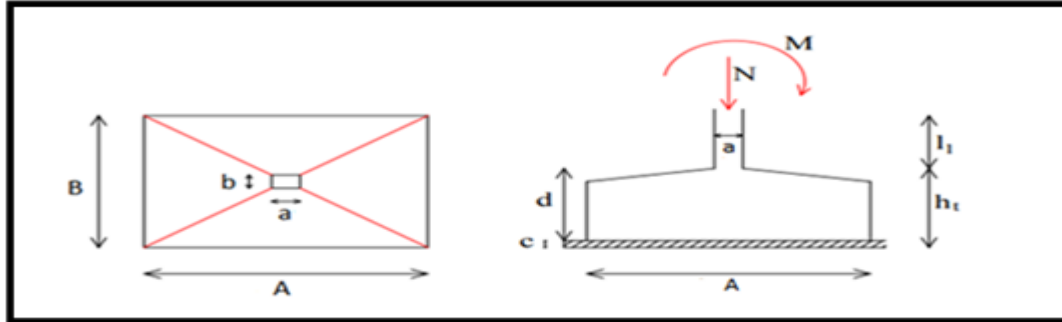


Figure VIII.14. Les dimensions de la semelle sous poteau

Source : A. EL MEZOUAR⁹

Pour les semelles de dimensions $B \times L$, la valeur des contraintes extrêmes est donnée par :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \leq \sigma_{sol}$$

Après simplification :

$$B = \sqrt{\frac{1,95}{1,6}} \geq 1,10 \text{ m}$$

On prend : $B = 1,5 \text{ m}$ et $A = 1,8 \text{ m}$

- Hauteur utile de la semelle est donnée par la condition :

$$d = \max \left(\frac{B-b}{4} ; \frac{A-a}{4} \right)$$

$$d = \max \left(\frac{1,5-0,5}{4} ; \frac{1,8-0,8}{4} \right) = \max (0,25 \text{ m} ; 0,25 \text{ m}) = 0,25 \text{ m}$$

on prend : $d = 25 \text{ cm}$

$h_t = d + 5 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$: hauteur total de la semelle

⁹ : A. EL MEZOUAR ; A. GHALEM ; ÉTUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN HALL INDUSTRIEL À PLUSIEURS VERSANTS ; Chapitre-9 : Détail d'ancrage et fondation ; UNIVERSITE ABOUBAKR BELKAID.

• **Vérification des contraintes :**

On a :

$$e = 0,57\text{m} < \frac{A}{6} = 0,3\text{ m} \quad \text{condition non vérifiée}$$

L'effort 'N' à l'extérieur du noyau central, donc le diagramme des contraintes est triangulaire

Il faut vérifier cette condition :

$$\sigma_M = \frac{2N}{3A\left(\frac{B}{2} - e\right)}$$

$$\sigma_M = \frac{2N}{3A\left(\frac{B}{2} - e\right)} = \frac{2 \times 88,405}{3 \times 1,8 \times \left(\frac{1,5}{2} - 0,57\right)} = 181,90 \text{ kN/mm}^2 \leq 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ kN/mm}^2$$

Condition vérifiée

- **Vérification de la stabilité au renversement :** La stabilité au renversement des fondations doit se faire pour les semelles sous la

Combinaison: **G+Q+E**

Art.10.1.5.RPA99 v 2003.

$$M = 18,3 \text{ kN} \quad ; \quad N = 49,6 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0,36\text{m} < \frac{A}{4} = 0,45\text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Détermination des armatures de la semelle :**

Le ferrailage se fait par la méthode des consoles : $e > \frac{a}{6} = 0,13\text{m}$; $e > \frac{A}{24} = 0,1\text{m}$

- **ELS:**

- **Ferrailage dans la direction A :**

$$A_a = \frac{M_1}{z \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$M_1 = \left(\frac{A}{2} - 0,35a\right)^2 \left(1 + \frac{e}{A} + \frac{1,4 \times e \times a}{A^2}\right) \frac{N_s}{2A}$$

$$M_1 = \left(\frac{1,8}{2} - 0,35 \times 0,8\right)^2 \left(1 + \frac{0,57}{1,8} + \frac{1,4 \times 0,57 \times 0,8}{1,8^2}\right) \frac{88,405}{3} = 17,15 \text{ kN.m}$$

Avec : $z = 0,9d = 22 \text{ cm}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1,6 \text{ H.A}$$

Donc :

$$A_a = \frac{17,15 \times 10^6}{220 \times 201,63} = 3,86 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage dans la direction B :**

Le ferrailage dans la direction B sera calculé par la méthode de bielle en remplaçant **N** par **N'**.

$$A_b = \frac{N_s(B-b)}{8d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$N' = N_s \left(1 + \frac{3e}{A}\right) = 88,405 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,57}{1,8}\right) = 172,39 \text{ kN}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1,6 \text{ H.A}$$

$$A_b = \frac{172,39 \times (1,5 - 0,5) \times 10^2}{8 \times 25 \times 201,63 \times 10^{-1}} = 4,27 \text{ cm}^2$$

- **ELU:**

- **Ferrailage dans la direction A :**

$$A_a = \frac{M_1}{z \times \sigma_{st}}$$

$$M_1 = \left(\frac{A}{2} - 0,35a\right)^2 \left(1 + \frac{e}{A} + \frac{1,4 \times e \times a}{A^2}\right) \frac{N_u}{2A}$$

$$M_1 = \left(\frac{1,8}{2} - 0,35 \times 0,8\right)^2 \left(1 + \frac{0,3}{1,8} + \frac{1,4 \times 0,3 \times 0,8}{1,8^2}\right) \frac{104,86}{2 \times 1,8} = 14,22 \text{ kN.m}$$

Avec : $z = 0,9d = 22 \text{ cm}$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_a = \frac{14,22 \times 10^6}{220 \times 201,63} = 3,20 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage dans la direction B :**

Le ferrailage dans la direction B sera calculé par la méthode de bielle en remplaçant **N** par **N'**.

$$A_b = \frac{N_u(B-b)}{8d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$N' = N_u \left(1 + \frac{3e}{A} \right) = 104,86 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,3}{1,8} \right) = 157,29 \text{ kN}$$

Donc :

$$A_b = \frac{157,29 \times (1,5 - 0,5) 10^2}{8 \times 25 \times 347,8 \times 10^{-1}} = 2,26 \text{ cm}^2$$

- **La condition de non fragilité :**

▪ **Sens A :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} A \times h_t = 6,52 \text{ cm}^2$$

▪ **Sens B :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} B \times h_t = 5,43 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul de l'espacement :**

$$S_t \geq \max (6\Phi + 6\text{cm}; 15\text{cm}) \leq 30 \text{ cm}$$

$$S_t \geq \max (6 \times 1,2 + 6\text{cm} ; 15\text{cm}) \leq 30 \text{ cm}$$

Enrobage : 3 cm

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

sens	A_s (cm²)	A_{min} (cm²)	Nbr de barres	A_s (cm²)	S_t (cm)
A	3,86 cm ²	6,52 cm ²	6T12	6,79	15
B	4,27 cm ²	5,43 cm ²	9T12	10,18	15

Tableau VIII.3. Ferrailage choisi pour la semelle au dessous du fût.
Source : auteurs

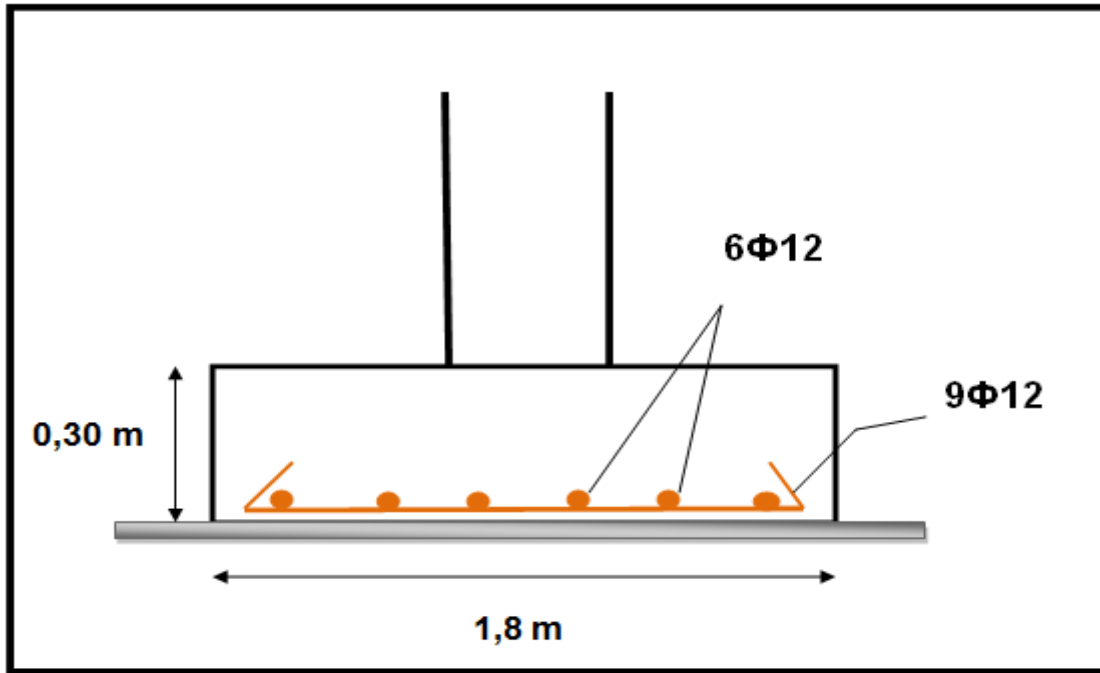


Figure VIII.15. Ferrailage des semelles
Source : auteurs

VIII.4. Calcul des longrines :

Les longrines sont des liaisons qui sont situées à l'intérieur du périmètre de la structure, elles jouent le rôle de chaînage dans les deux directions, et elles sont calculées sous un effort axial de traction comme défini dans le RPA99.

VIII.4.1. Prédimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :
(25 x 30 cm²) : sites de catégorie S2 et S3.

Art.10.1.1.b.RPA99 V2003.

VIII.4.2. Ferrailages longitudinaux :

Les longrines doivent être calculées pour résister à l'action d'une force de traction qui est égale à :

Art.10.1.1.b. RPA99 v 2003.

$$F = \left(\frac{N}{\alpha} \right) \geq 20 \text{ kN}$$

Avec :

- **N** : Égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisée, donc on prend les efforts normaux du poteau le plus sollicité :

$$N_u = 104,86 \text{ kN}$$

$$N_s = 88,405 \text{ kN}$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée donc :

$$\alpha = 15$$

(Site 02, zone sismique II)

- **ELU** :

$$F = \left(\frac{104,86}{15} \right) = 7 \text{ kN}$$

- **ELS** :

$$F = \left(\frac{88,405}{15} \right) = 5,89 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F = \max [7 \text{ kN}; 5,89 \text{ kN}; 20 \text{ kN}] = 20 \text{ kN}$$

- **Calcul des armatures** :

$$A_{st} = \left(\frac{F}{\sigma_{st}} \right)$$

- **ELU** :

$$A_{stu} = \left(\frac{F}{\sigma_{stu}} \right) = \frac{20 \times 10^3}{347,8} = 0,6 \text{ cm}^2$$

- **ELS** :

$$A_{sts} = \left(\frac{F}{\sigma_{sts}} \right) = \frac{20 \times 10^3}{201,63} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Le **RPA99** exige une section minimale $A_{stu} \mathbf{0,6\%B} = 0,6\%(25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$

On prend donc A_{st} : 6T12 = 6,79 cm²

(Voir Annexe G)

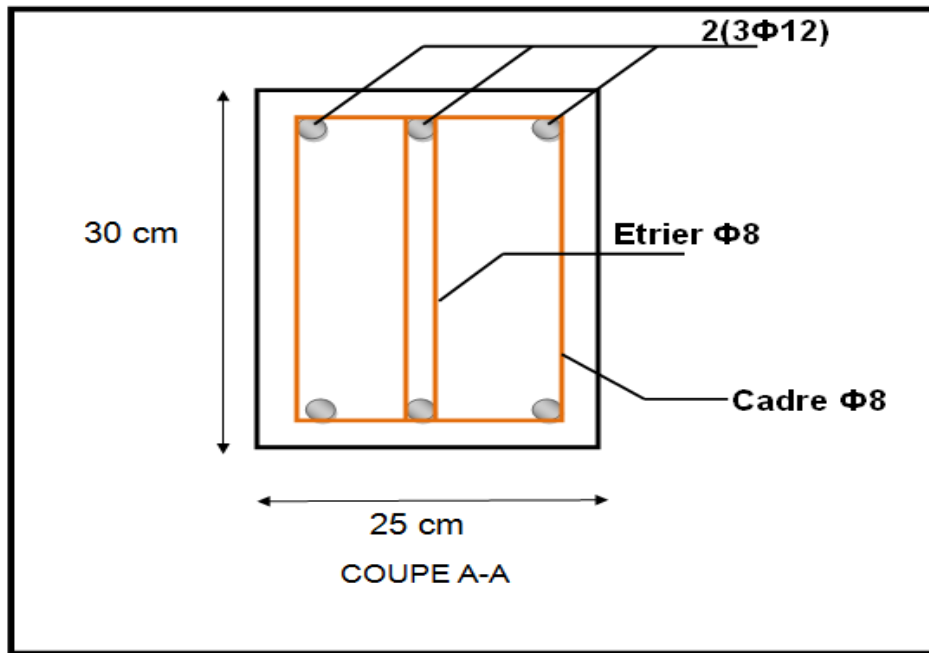


Figure VIII.16. Ferrailage des longrines
Source : auteurs

VIII.4.2.1. Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{st} \leq 0,23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 \\ 0,23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 30 \times \frac{25}{400} = 10,78 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 < 10,78 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Condition Vérifiée

VIII.4.2.2. Calcul des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \Phi_{min} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{300}{35} ; \Phi_{min} ; \frac{250}{10} \right)$$

Alors on prend $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

VIII.4.2.3. Calcul de l'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15\Phi_t)$$

$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 12 \text{ cm})$ Alors on adopte un espacement $S_t = 10 \text{ cm}$

VIII.5. Le fût :

VIII.5.1. Calcul du ferrailage :

Le RPA99 exige dans son **article 7.4.2.1** une section minimale d'armature longitudinale de **0.8%** .

$$A_{min} = 0,8\%b \times h$$

$$\Rightarrow A_{min} = 0,8\%(50 \times 50) = 20\text{cm}^2$$

Soit un ferrailage longitudinal : **10T16**

(Voir Annexe G)

Soit un cadre et épingle de diamètre $\Phi 8$ mm dont l'espacement est de :

$$s_t \leq \min \left(\frac{h}{2} ; \frac{h}{3} ; 10\Phi \right)$$

On prend un espacement de 10 cm

VIII.5. conclusion :

Ce chapitre concerne les assemblages des pieds de poteau et potelets et traite l'étude des fondations en assurant la stabilité et la sécurité de la structure. Les résultats obtenus sont les suivants :

- Les assemblages aux pieds de poteau et potelet sont tous vérifiés.
- Pour les semelles, le ferrailage suivant est adopté :

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{sens A} \Rightarrow 6T12 \\ \text{sens B} \Rightarrow 9T12 \end{cases}$$

- Pour la longrine : \Rightarrow **6T12**
- Pour le fût : \Rightarrow **10T16**

Conclusion générale

Notre projet de fin d'étude consiste à réaliser l'étude d'une halle industrielle en charpente métallique comportant un pont roulant. Il contient deux versants et sert au stockage et le conditionnement des aliments de bétails à Ifri «Tizi», (Ain fezza).

Ce travail nous a permis d'approfondir nos connaissances en analyse et en calcul de structure, non seulement pour le calcul nécessitant des logiciels, mais aussi pour les vérifications et les dimensionnements manuels. Il nous a donné l'occasion de nous habituer avec logiciel ROBOT ainsi que les différents règlements régissant les principes de conception et de calcul de l'ouvrages qui sont : CCM97, RNV99 v.2013, RPA99 v.2003, CTICM et l'Eurocode 3 pour le dimensionnement des structures.

A la fin de l'étude effectuée, on déduit que:

- Les actions du vent, pour notre projet, sont les plus défavorables par rapport à l'action sismique.
- L'utilisation du logiciel ROBOT dans notre étude, nous a permis de réaliser un modèle numérique élément finis tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, et d'être le plus proche que possible du comportement réel de la structure
- La présence de pont roulant génère un comportement exceptionnel à la structure vis-à-vis du séisme.
- Le calcul de la résultante des forces sismiques à la base obtenu par la combinaison des valeurs modales satisfait la condition exigée par la réglementation parasismique nationale (Supérieure 80% de la résultante des forces statiques équivalentes)
- La disposition des contreventements joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.
- La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques

Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant une sécurité globale. Ce travail était une première expérience pour nous dans ce vaste domaine, et il nous a permis d'acquérir des connaissances de base pour mettre le premier pas dans notre future vie professionnelle.

Bibliographie

1. **"C.B.A. 93" Document Technique Réglementaire D.T.R.B.C. 2.41** " Règles de conception et de calcul des structures en béton armé"
2. **Charges permanentes et charges d'exploitations** « Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie) », 2008.
3. **Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48** ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national.
4. **Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47** ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
5. EL MEZOUAR.A , GHALEM.A ,Étude et dimensionnement d'un hall industriel à plusieurs versants , Université Aboubakr belkaid –Tlemcen.
6. **EUROCODE 3** « Calcul des structures en acier » **calculs des éléments résistants d'une construction métallique**, office des publications universitaires, 2009.
7. Mekader I , Bennaceur. F (étude d'une usine en charpente métallique),Université Abou berk belkaid–Tlemcen.
8. Mr OUALI Mohand tayeb,(étude d'un hangar industriel avec pont roulant en construction métallique) ,Université Abderrahmane Mira –Bejaia.
9. **Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de ponts roulants** « CTICM ». Annexe de l'EUROCODE 3 partie 6, édité et diffusée par l'Association Française de Normalisation (AFNOR), 2002.
10. **Règles de Conception et calcul des structures en acier** «CCM97».
11. Techniques de l'ingénieur ; AG2 / AG7010 et AG2 / AG7020 (Appareils de levage et Appareils de manutention).
12. V. Denoël, Analyse dynamique des structures du génie civil, Dernière mise ` a jour : 27 octobre 2010.

Annexes

Annexe A

Chapitre II : Etude climatique

Zone	$V_{\text{réf}}$ (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

Tableau A1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

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

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

L'aire de frottement A_f doit être déterminée comme indiqué dans le tableau 2.9.

Type de paroi	Schéma	A_f ou A_{fj} (en m^2)
Paroi verticale		$A_{fj} = d \times h_j$ $A_f = d \times h$
Toiture plate ou couverture		$A_f = d \times b$
Toiture à deux versants Vent parallèle aux génératrices		$A_f = (\text{longueur ABC du développé}) \times d$
Toiture à versants multiples - Toiture en sheds Vent parallèle aux génératrices		$A_f = (\text{somme des longueurs des développés de la toiture}) \times d$
Toiture à versants multiples - Toiture en sheds Vent perpendiculaire aux génératrices		$A_f = (\text{longueur AB}) \times d$ AB est la longueur projetée en plan de la toiture sans considérer le premier et le dernier versant.
Toiture en forme de voûte Vent parallèle aux génératrices		$A_f = (\text{longueur de l'arc AB}) \times d$

Tableau 2.9 : Aire de frottement A_f

Annexe B

Chapitre III: Pont roulant

2.2. — Caractéristiques moyennes des ponts roulants courants

Dans l'attente ou en l'absence des renseignements complets indiqués précédemment en 2.1. et notamment pour l'établissement rapide d'un avant-projet, le constructeur des chemins de roulement pourra éventuellement prendre pour base de ses calculs les données approximatives des tableaux suivants : il devra alors les rappeler dans sa proposition en faisant toutes réserves sur les modifications qui pourraient y être apportées en exécution par le fournisseur du pont roulant.

Remarque. — L'écartement e des galets de translation du pont roulant est fonction des possibilités d'installation des mécanismes du chariot et du pont. Par suite, on a indiqué dans le tableau I les valeurs minimales de e afin de placer en sécurité dans l'évaluation des efforts de flexion et de cisaillement appliqués au chemin de roulement.

Caractéristiques moyennes de ponts roulants courants

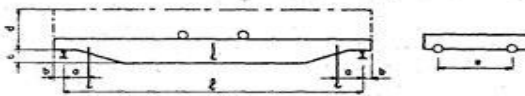


Tableau I
2,21. — Dimensions

Puissance N	l	a min	b	c	d	e
3	10	0,70	0,20	0,45	1,70	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
5	10	0,80	0,25	0,50	1,80	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
	25	—	—	—	—	4,20
10	10	0,90	0,30	0,55	1,90	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
	25	—	—	—	—	4,20
15	10	1,00	0,35	0,60	2,00	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
	25	—	—	—	—	4,20
20	10	1,00	0,35	0,60	2,10	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
	25	—	—	—	—	4,20
30	10	1,10	0,40	0,70	2,30	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
	25	—	—	—	—	4,20
50	10	1,30	0,40	0,70	2,50	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
	25	—	—	—	—	4,20
30	—	—	—	—	4,60	

Unités employées : Puissance en tonnes. Dimensions en mètres.

Tableau II
2,22. — Charges et vitesses

Puissance N	Portée l	Vitesse			Poids			Charge sur un galet	
		Levage	Direction	Translation	Pont B	Chariot K	Total (p + K)	max. R	min. R
3	10	8	30	100	5,5	3	8,5	4,2	1,5
	15	—	—	90	8	—	11	4,9	2,1
	20	—	—	80	11	—	14	5,7	2,8
5	10	7	30	100	6	3,5	9,5	5,4	1,8
	15	—	—	90	9,5	—	13	6,4	2,6
	20	—	—	80	12,5	—	16	7,3	3,2
	25	—	—	70	16,5	—	20	8,2	4,3
10	10	6	30	90	8	4	12	8,4	2,6
	15	—	—	80	12	—	16	9,6	3,4
	20	—	—	80	16	—	20	10,7	4,3
	25	—	—	70	21	—	25	12,0	5,5
15	10	5	30	90	10	5	15	11,5	3,5
	15	—	—	80	14,5	—	19,5	13,0	4,2
	20	—	—	70	19,5	—	24,5	14,4	5,4
	25	—	—	60	25	—	30	15,9	6,6
20	10	4	25	80	12	6	18	14,7	4,3
	15	—	—	70	17	—	23	16,4	5,1
	20	—	—	60	22,5	—	28,5	18,0	6,3
	25	—	—	50	29	—	35	19,7	7,8
30	10	3	20	80	15	8	23	20,7	5,8
	15	—	—	70	21	—	29	22,8	6,7
	20	—	—	60	27	—	35	24,7	7,8
	25	—	—	50	35	—	43	27,0	9,5
50	10	2,5	15	70	19,5	11	30,5	29,4	11,6
	15	—	—	60	27	—	38	31,4	8,8
	20	—	—	50	35	—	46	34,6	9,4
	25	—	—	40	44	—	55	37,3	10,7
30	—	—	40	54	—	65	40,0	12,5	
								42,7	14,8

Unités employées : Puissance en tonnes. Portée en mètres. Vitesse en mètres par minute.

2.3. — Ponts roulants spéciaux

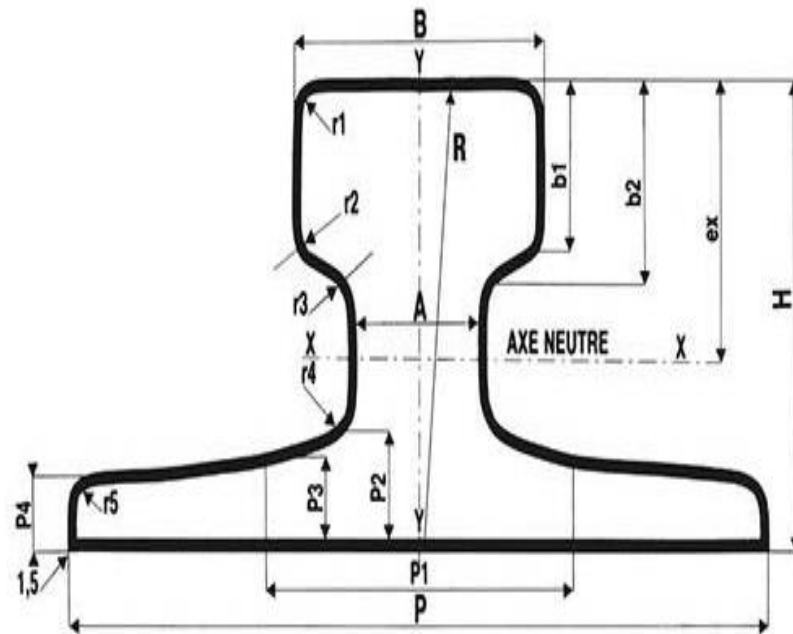
N'entrent pas dans le cadre des présentes recommandations :

- ponts stripper,
- ponts casse-fonte,
- ponts pits,
- ponts soumis à de hautes températures,
- ponts à chemin de roulement circulaire,
- ponts à charge fixée rigidement au chariot,
- ponts à électro-aimant.



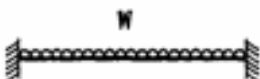

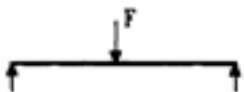

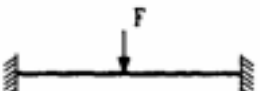

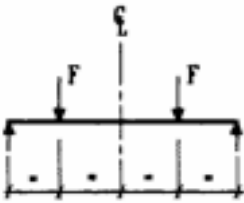

2.4. — Classement des ponts roulants

Les actions exercées par un pont roulant sur ses chemins de roulement dépendent non seulement des caractéristiques du pont roulant, mais encore de ses conditions d'utilisation et de son état de charge, c'est-à-dire du groupe auquel appartient le pont roulant.

RAIL TYPE PONT ROULANT

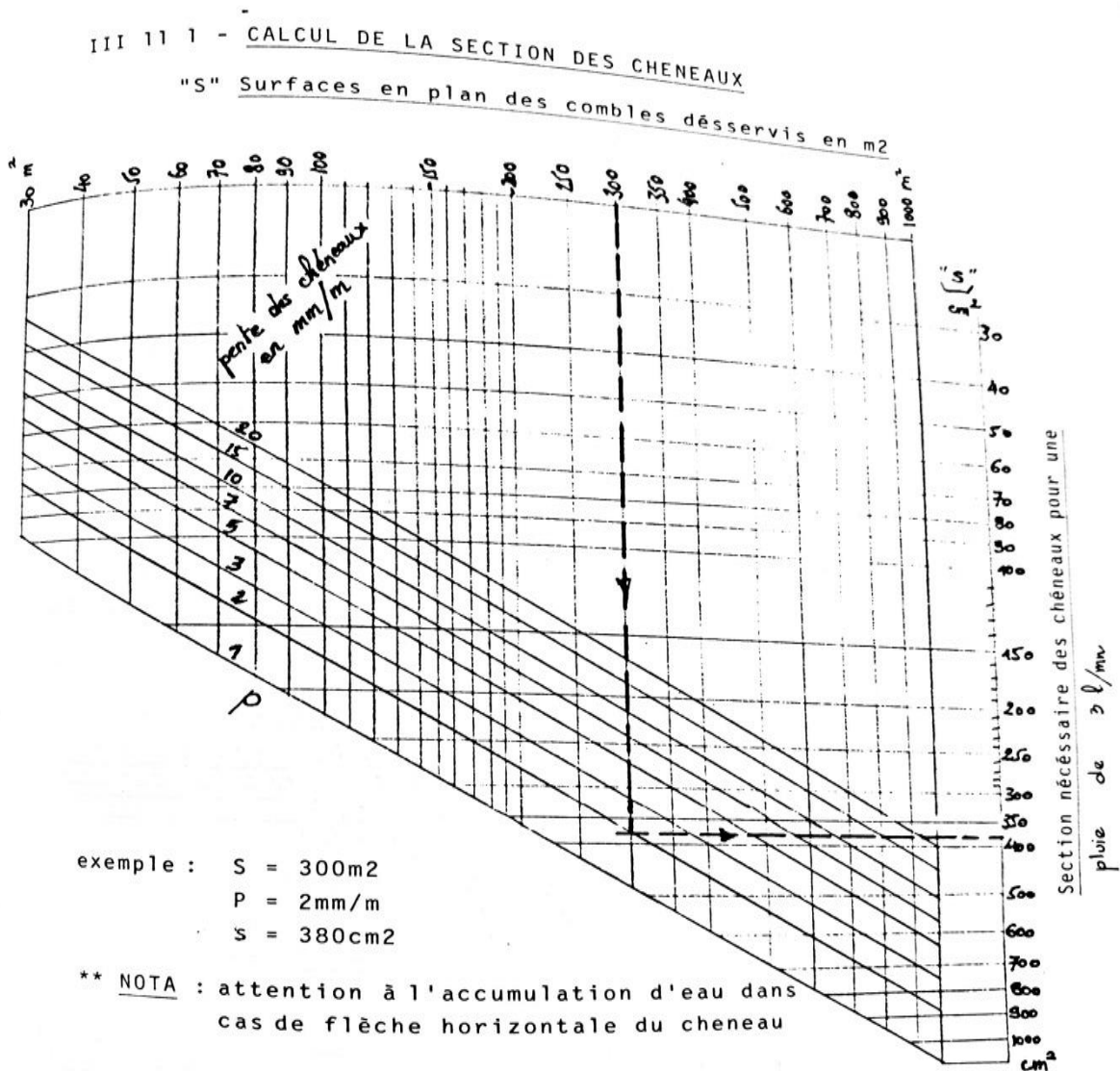


DIN	Profil Section N°	Poids métrique Metric weight KG	Hauteur Height H	Patin Base P	Boudin Head B	Ame Web A	P1	P2	P3	P4	b1	b2	r1	r2	r3	r4	r5	ex	R
A 45	1	22,1	55	125	45	24	54	14,5	11	8	20	24	4	3	4	5	4	33	400
A 55	2	31,8	65	150	55	31	66	17,5	12,5	9	25	28,5	5	5	5	6	5	38	400
A 65	3	43,1	75	175	65	38	78	20	14	10	30	34	6	5	5	6	5	44	400
A 75	4	56,2	85	200	75	45	90	22	15,4	11	35	39,5	8	6	6	8	6	50	500
A 100	5	74,3	95	200	100	60	100	23	16,5	12	40	45,5	10	6	6	8	6	52	500
A 120	6	100	105	220	120	72	120	30	20	14	47,5	55,5	10	6	10	10	6	57	600
A 150	7	150,3	150	220	150	80	-	31,5	-	14	50	-	10	8	35	10	6	77	800

Tableau F.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Annexe C

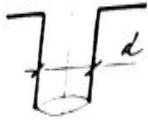
Chapitre IV: Pré dimensionnement des Eléments secondaires



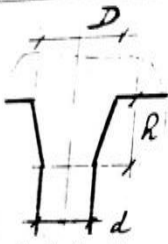
III 11 2 - CALCUL DU DIAMETRE DES DESCENTES D'EAU

(écartement maxi des descentes = 30m)
 (d mini = 8cm)
 S maxi = 1000m²

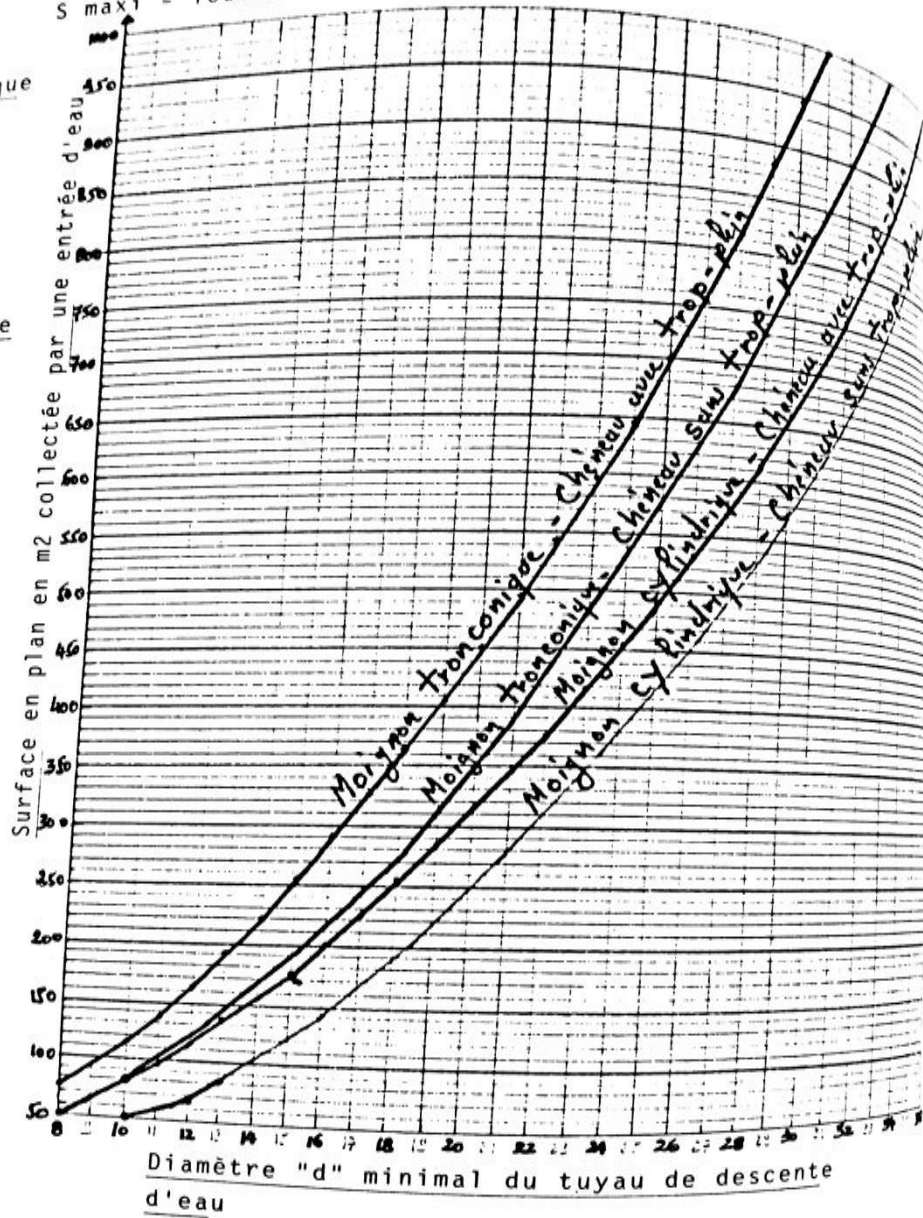
Moignon cylindrique



Moignon tronconique



$D \neq 2 \cdot d$
 $h \neq 1,5 d$

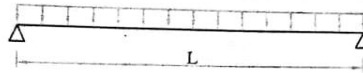


PANNEAU TL 75 / Largeur = 1035 mm
 épaisseur tole supérieure = 0.75 mm ; épaisseur tole inférieure = 0.55 mm
TYPE / BATICOMPOS

Nuance d'acier : contrainte caractéristique $R_{p0.2} = 3200 \text{ daN/cm}^2$
 PORTEES MAXIMALES (en mètres) EN FONCTION DES CHARGES (en daN/m^2)

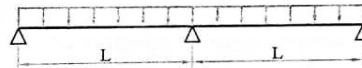
FLECHE ADMISSIBLE = L / 300

POUTRES A 01 TRAVEES



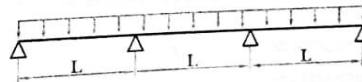
charges Type daN/m ²	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300
TL 75	6.54	5.19	4.53	4.12	3.82	3.60	3.42	3.27	3.14	3.04	2.94	2.86	2.78	2.71	2.65

POUTRES A 02 TRAVEES



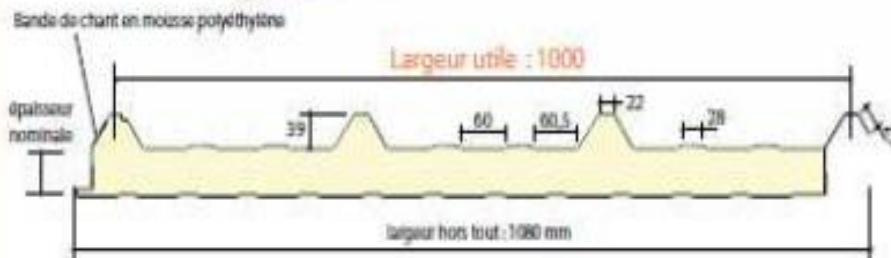
charges Type daN/m ²	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300
TL 75	8.75	6.95	6.07	5.52	5.12	4.82	4.58	4.38	4.21	4.07	3.94	3.83	3.73	3.63	3.55

POUTRES A 03 TRAVEES



charges Type daN/m ²	20	40	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300
TL 75	8.08	6.41	5.60	5.09	4.73	4.45	4.23	4.04	3.89	3.75	3.64	3.53	3.44	3.36	3.28

COUVERTURE POUR LOCAUX A FAIBLE OU MOYENNE HYGROMETRIE



poids = 12.5kg/ml

CARACTÉRISTIQUES DIMENSIONNELLES		NUMÉRIQUE
Numéro d'acier	S350 GD	NF EN 10946
Type de protection	Catégorie Protégé	NF EN 10124-1 XP F4000

CARACTÉRISTIQUES DU PANEAU		Épaisseurs nominales de l'âme (mm)							
		30	40	50	60	80	100	120	
DIMENSIONNELLES	Épaisseur parement extérieur (mm)	0,50 - 0,63 - 0,75							
	Épaisseur parement intérieur (mm)	0,50 - 0,63							
	Largeur utile	1000 mm							
	Largeur hors tout	1080 mm							
	Longueur maximale hors tout	16000 mm							
	Débord en extrémité	50 - 100 - 150 - 200 - 300 mm							
PONDERALES (kg/m ²)	Ex. en épaisseur 0,63 et 0,63 mm	12,5	12,9	13,3	13,7	14,5	15,3	16,1	
ACOUSTIQUES	Isolément - indice d'affaiblissement (60mm)	R rose : 25 dB(A) - R verte : 22 dB(A) - R ble (CC) : 20 (1-3) dB							
REACTION AU FEU	Euroclasse selon NF EN 13501-1	†1	D-s2, d0 chants couverts (selon norme NF)						
		†2	Possibilité B-s2, d0 sur demande (selon norme NF)						
THERMIQUES	Transmission thermique U _c (W/m ² .K)	Indice I3	0,88	0,67	0,55	0,46	0,35	0,28	0,24
		Indice I7	0,77	0,59	0,48	0,40	0,30	0,24	0,20
	Déperdition linéique φ (W/m.K)		0,011	0,009	0,006	0,006	0,005	0,005	0,004
	Le coefficient de transmission thermique moyen U _p doit être calculé selon la règle 7.2.1. Les valeurs sont indiquées dans le tableau suivant : $U_p = U_c - \frac{\phi \cdot (1 + \alpha + \beta)}{\lambda}$ <ul style="list-style-type: none"> U_c est le coefficient thermique en partie courante du panneau φ est le coefficient de déperdition linéique correspondant à l'emboîtement du panneau λ est la longueur d'emboîtement entre panneaux α est le nombre de flutings β est le coefficient de déperdition ponctuel par flutings (β = 0,01 W/K) λ est l'aire de la panne 								
DENSITE DE L'ISOLANT	40 kg/m ³ (± 3 kg/m ³)								
TYPE D'ISOLANT	Mousse de Polyuréthane sans HCFC (Hydro-Chloro-Fluoro-Carbone)								

* Mousse standard

TABLEAU D'UTILISATION

Charges maximales admissibles en daN/m² en fonction des portées d'utilisation (pour épaisseurs de parements 0,50 - 0,50 mm)

2 APPUIS								PORTÉE (m)	2 APPUIS							
Épaisseurs nominales de l'âme									Épaisseurs nominales de l'âme							
1,20	1,80	2,4	3,0	3,6	4,2	4,8	5,4		3,0	4,0	5,0	6,0	8,0	10,0	12,0	
PRESSION				141	119	101		1,80	149						PRESSION	
DEPRESSION				156	142	128	96		109	132	148				DEPRESSION	
PRESSION				142	123	103	84		130	150	160				PRESSION	
DEPRESSION			151	139	124	109	84		97	119	133	148			DEPRESSION	
PRESSION				145	127	109	90	71		115	132	153	160		PRESSION	
DEPRESSION	158	158	133	124	109	94	74		86	107	120	132	127		DEPRESSION	
PRESSION	148	148	131	114	97	79	60		102	117	137	157	160		PRESSION	
DEPRESSION	135	135	120	111	96	81	66		78	97	108	119	121	123	123	
PRESSION	134	134	119	103	87	70	52		91	104	123	142	160	160	160	
DEPRESSION	131	131	109	99	85	71	59		72	88	98	108	115	122	122	
PRESSION	120	120	107	93	78	63	45		81	93	111	129	160	160	160	
DEPRESSION	117	117	97	90	76	63	54		66	79	89	99	110	120	120	
PRESSION	108	108	97	85	71	56			73	83	100	118	157	160	160	
DEPRESSION	105	105	88	81	69	56			61	72	81	90	105	119	119	
PRESSION	98	98	88	78	64	51			67	75	91	108	144	160	160	
DEPRESSION	94	94	79	74	62	50			55	65	74	83	100	117	117	
PRESSION	89	89	80	71	59	46			61	68	84	99	126	153	153	
DEPRESSION	85	85	72	68	56	45			48	60	68	77	96	115	115	
PRESSION	81	81	74	66	54				56	62	77	92	111	131	131	
DEPRESSION	78	78	66	62	51				42	55	63	71	81	100	100	
PRESSION	74	74	68	61	50				51	57	71	85	99	112	112	
DEPRESSION	71	71	60	52	47				37	50	58	65	76	86	86	
PRESSION	69	69	62	56	46				47	52	66	80	88	97	97	
DEPRESSION	65	65	55	53	43				32	46	53	60	68	75	75	
PRESSION	63	63	58	52						48	61	75	81	88	88	
DEPRESSION	60	60	51	49						43	49	56	62	68	68	
PRESSION	59	59	54	49							57	70	76	82	82	
DEPRESSION	55	55	47	46							46	52	57	63	63	
PRESSION	54	54	50	46							52	66	71	77	77	
DEPRESSION	51	51	44	43							43	49	53	58	58	
PRESSION	51	51	47								50	62	67	72	72	
DEPRESSION	47	47	41								40	45	50	54	54	

Les panneaux sont fixés à chaque sommet de nervure et sur tous les appuis

FILM DE PROTECTION

Un film polyéthylène adhésif de protection est appliqué en usine sur les parements prélaqués extérieur et intérieur des panneaux. Celui-ci devra être enlevé au fur et à mesure de la pose et au plus tard 3 mois après la mise à disposition en usine de la marchandise.

PERÇAGES ET DÉCOUPES

Dans la mesure du possible, éviter toute découpe sur site.

Afin de limiter les risques de déstabilisation meuble-métal lors d'une opération de découpe, il est conseillé de poser le panneau sur des appuis de telle sorte que les parements extérieur et intérieur soient maintenus de part et d'autre de la découpe (matériel conseillé : scie sautoire).

Lors d'une opération de découpe, protéger la zone environnante afin d'éviter de détériorer le revêtement des panneaux. Après toute opération de découpe ou perçage, il conviendra de balayer immédiatement les panneaux afin d'éliminer toutes les sautes ou copeaux.

CALEPINAGE

Avant toute commande, veuillez appeler sans attention particulière au calepinage qui sera généré d'une mise en oeuvre correcte et rapide.

Un bon de commande se trouve à la fin de cette documentation afin de vous assister dans cette démarche.

Annexe D

Chapitre V: Etude sismique

Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	ZONE			
	I	Ila	Ilb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

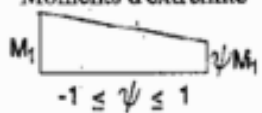
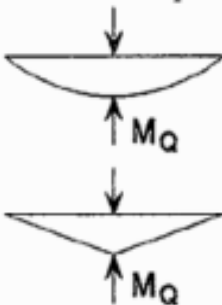
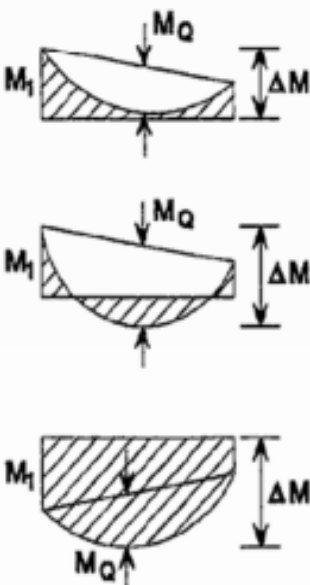
Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
B	Acier	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2

Tableau 4.4.: valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Annexe E

Chapitre VI: Dimensionnement des Eléments Structuraux

Diagramme des moments	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémité</p>  <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moment créé par des forces latérales dans le plan et des moments d'extrémité</p> 	$\beta_M = \beta_{m,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \text{Max}M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagrammes de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagrammes de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Annexe F

Chapitre VII: Assemblage des éléments

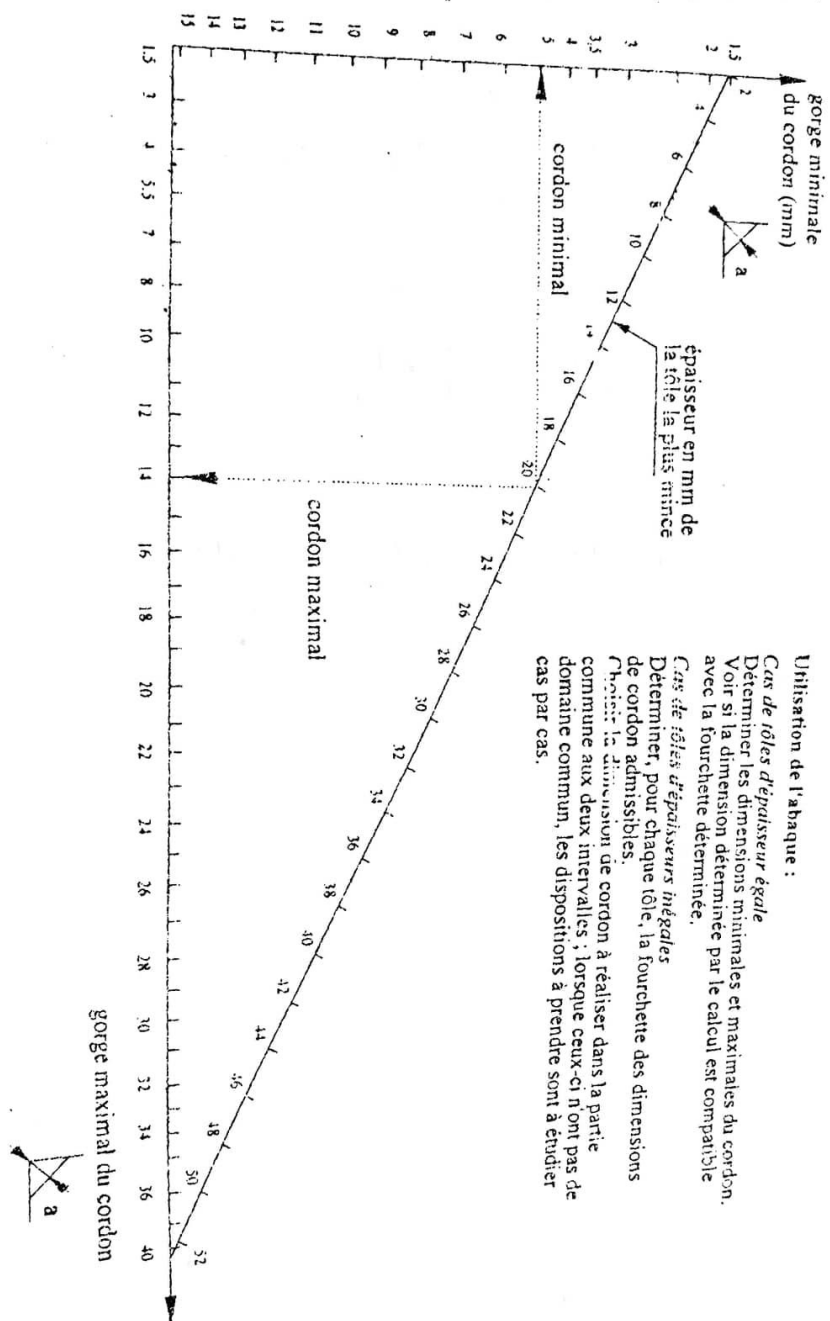


Figure 6.55 – Abaque de prédimensionnement de la gorge a

ANNEXE

II.1- Les boulons : Les boulons sont constitués d'une barre ronde fileté pour fixer un écrou de forme hexagonale qui avec la tête du boulon assure le serrage des pièces assemblées. Une rondelle ronde ou carré, plane ou avec bossage peut être interposée sous l'écrou.

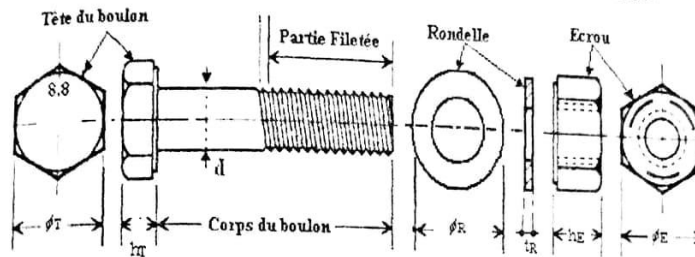


Figure 19.7 Terminologie d'un boulon.

II.1-a- Caractéristiques géométriques des boulons : Les caractéristiques géométriques des boulons qui sont indispensables pour concevoir, dimensionner et réaliser un boulonnage sont résumés dans le tableau suivant :

Designation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d_0 (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A_s (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
ϕ_R (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
t_R (mm)	<3	<3	3	3	3	3/4	4	4	4	4/5	5
d_m (mm)	14	18,3	20,5	23,7	24,58	29,1	32,4	34,5	38,8	44,2	49,6
ϕ_T (mm) (1)	12/14	15/17	18/22	21/24	24/27	27/31	30/32	33/35	36/41	41/46	46/50
h_T (mm)	6	7	8	9	10	12	13	14	15	17	19
ϕ_E (mm)	12/14	15/17	18/22	21/24	24/27	27/31	30/32	33/35	36/41	41/46	46/50
h_E (mm) (2)	7/7	9/9	10,8/11	12,6/13	14,8/15	16,2/17	18/18	20/20	21,5/22	24,3/25	25,6/27
$\phi_{clé}$ (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	-
Écrou usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10,14	>14	-	-

Résistance au cisaillement par plan de cisaillement

- Si le plan de cisaillement passe par la partie fileté du boulon

• pour les classes 4.6, 5.6, 6.6 et 8.8

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

• pour les classes 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

- Si le plan de cisaillement passe par la partie non fileté du boulon

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A}{\gamma_{Mb}}$$

Résistance à la pression diamétrale*)

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{Mb}}$$

où α est la plus petite des valeurs suivantes :

$$\frac{e_1}{3 d_0} ; \frac{p_1}{3 d_0} ; \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1,0.$$

Résistance en traction

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

- A = aire de la section brute du boulon
 A_s = aire de la section résistante en traction du boulon
 d = diamètre du boulon
 d₀ = diamètre du trou

Annexe G

Chapitre VIII: Dimensionnement des éléments de fondation

ϕ mm	Poids au m ³ [kg]	SECTIONS EN CENTIMETRES CARRES										
		Nbre perimètre 16 cm		1	2	3	4	5	6	7	8	9
5	0.154	1.6	0.20	0.39	0.59	0.79	0.98	1.18	1.37	1.57	1.77	1.96
6	0.222	1.9	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83
8	0.392	2.5	0.50	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	5.03
10	0.613	3.1	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.26	7.07	7.85
12	0.882	3.8	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.03	10.18	11.31
14	1.201	4.4	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.85	15.39
16	1.568	5.0	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11
20	2.450	6.3	3.14	6.28	9.42	12.57	15.70	18.85	21.99	25.13	28.27	31.42
25	3.826	7.8	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09
32	6.273	10.0	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.39	80.42
40	9.802	12.6	12.57	25.13	37.70	50.27	62.83	75.36	87.96	100.53	113.10	125.66