

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abou Bakr Belkaid – Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'obtention du diplôme de MASTER en Génie Civil
Spécialité : Structures

THEME :

ÉTUDE D'UNE HALLE METALLIQUE AVEC UN PONT
ROULANT À TAMAZOURA, WILAYA
D'AIN TÉMOUCHENT

Réalisé par :

ELYEBDRI Sofiane
Soutenu le 26/09/2021 à 15h, devant le jury composé de :

LARBI Narimane

Dr. RAS Abdelouaheb Abderrazzak

Président

M. AL SAMAWI Almoutaz Bellah

Examineur

Pr. HAMDAOUI Karim

Encadrant

M. BASRI Hamza

Encadrant

Année universitaire 2020-2021

DÉDICACE

C'est grâce à ALLAH seul que j'ai pu achever ce travail, je le dédie à :

- ❖ Mes parents qui m'ont toujours soutenu le long de mes études et qu'ALLAH les garde pour moi.
- ❖ Mon frère et ma sœur, Mohammed, Nassima.
- ❖ À mon binôme, LARBI Narimane, qui a contribué à la réalisation de ce travail.
- ❖ Toute la famille ELYEDBRI et BENSENANE.
- ❖ À toute la promotion de Génie Civil 2021, en particulier mes collègues et mes amis étudiants de la spécialité structures.

ELYEBDRI Sofiane

DÉDICACE

Je dédie ce mémoire,

À mes parents, ma tante Fatiha, mon oncle Zoubir, pour leur tendresse leur amour et leur présence à mes côtés ainsi leur soutien tout au long de ma carrière d'étude.

À mes frères, mes cousins à qui je souhaite beaucoup de bonheur, santé et surtout réussite dans les jours à suivre.

À tous mes amis, en souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passé ensemble.

À mon binôme Elyebdri Sofiane qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Veillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

Mlle. Narimane Larbi

Remerciement

Nous remercions avant tout ALLAH de nous avoir gardé en bonne santé et qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons à remercier nos chers parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices pour que nous terminions nos études.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer ce travail et en particulier, M. BASRI Hamza et M. HAMD AOUI Karim pour leurs aides et leurs orientations précieuses.

Nous tenons également à remercier les membres du jury M. RAS Abdelouaheb Abderrazzak et M. ALSAMAWI Almoutaz Bellah, pour l'honneur qu'ils nous ont accordé, en acceptant de juger notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apporté leur soutien et qui nous ont aidés de près ou de loin pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier M. OUAHRANI Chakib, nos familles et nos amis.

ELYEBDRI Sofiane et LARBI Narimane

ملخص

المشروع النهائي لدراستنا هو دراسة لقاعة معدنية ذو شكل منتظم مع جسر رافع متحرك في تامزورة (عين تموشنت). هذا المبنى الصناعي مخصص لتصنيع وتخزين الرخام. يتكون هذا المشروع من عدة مراحل، أولاً عرض العمل والعموميات، ثم تقييم الاحمال و الاحمال الزائدة و كذلك التأثيرات المناخية (الثلوج و الرياح) حسب القواعد « RNV99 V2013 »، ثم أبعاد العناصر الثانوية حسب القواعد « CCM97 »، دراسة الجسر الرافع المتحرك حسب القواعد « CTICM » و « CCM97 »، الدراسة الديناميكية حسب القواعد « RPA99 V2003 » للزلازل، دراسة أبعاد العناصر الرئيسية وحساب كيفية تجميع و ربط العناصر الضرورية حسب القواعد « CCM97 »، واخيرا دراسة البنية التحتية وفق المعايير « BAEL91 » والمعايير « RPA99 V2003 ». كان برنامج ROBOT هو الأداة المستخدمة في تحليل دراستنا. الكلمات المفتاحية : قاعة معدنية، مبنى صناعي، جسر رافع.

Résumé

Notre projet de fin d'études consiste à faire une étude d'un bâtiment industriel en halle métallique se trouvant à **Tamazoura (Ain Témouchent)**, ce bâtiment possède un pont roulant destiné à la fabrication et au stockage du marbre. Ce projet comporte plusieurs parties, en premier lieu la présentation de l'ouvrage et généralités, ensuite l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques selon le règlement « RNV99 V2013 », puis le dimensionnement des éléments secondaires selon le règlement « CCM97 », l'étude du pont roulant suivant les règlements « CTICM » et « CCM97 », l'étude sismique selon le règlement « RPA99 V2003 », le dimensionnement des éléments principaux selon le règlement « CCM97 », le calcul des assemblages des différents éléments importants selon le règlement « CCM97 » et enfin l'étude de l'infrastructure selon les normes « BAEL91 » et « RPA99V2003 ». Le logiciel ROBOT a été l'outil informatique utilisé dans l'analyse de notre étude.

Mots-clés : Halle métallique - Bâtiment industriel - Pont roulant.

Abstract

Graduation project consists of carrying out a study of an industrial building in a metal hall located in Tamazoura (Ain Témouchent), this building has a traveling crane intended for the manufacture and storage of marble. This project includes several parts, first the presentation of the work and generalities, then the evaluation of loads and overloads as well as the effects of climatic actions according to the « RNV99 V2013 » regulation, then the sizing of the secondary elements according to the « CCM97 » regulation, the study of the overhead crane according to the « CTICM » and « CCM97 » regulations, the seismic study according to the « RPA99 V2003 » regulation, the sizing of the main elements according to the « CCM97 » regulation, the calculation of the assemblies of various important elements according to the « CCM97 » regulation and finally the study of the infrastructure according to the « BAEL91 » and « RPA99V2003 » standards. ROBOT software was the computer tool used in the analysis of our study.

Keywords : Metal hall - Industrial building - Overhead crane.

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
Chapitre I : Généralités et présentation de l'ouvrage	2
I.1 Introduction	3
I.2 Données géométriques du projet	3
I.3 Localisation et données concernant le site	3
I.4 Règlements et documents techniques utilisés	4
I.5 Logiciel utilisé	4
I.6 Matériaux	4
I.6.1 L'acier de construction métallique (profilé)	4
I.6.2 Acier pour ferrailage	4
I.6.3 Le béton	5
I.6.4 Les matériaux de bardage	5
I.7 Les assemblages	5
I.7.1 Le boulonnage	5
I.7.2 Le soudage	5
Chapitre II : Évaluation des charges et surcharge	6
II.1 Introduction.....	7
II.2 Charges permanentes	7
II.3 Surcharges d'exploitation de la toiture	7
II.4 Surcharge climatique	8
II.4.1 Neige.....	8
II.4.2 Surcharge du vent	9
II.5 Conclusion	22
Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires de la structure ...	23
III.1 Introduction	24
III.2 Étude des éléments secondaires	24
III.2.1 Calcul des chéneaux	24
III.2.2 Calcul des pannes	25
III.2.3 Dimensionnement des lisses de bardage	38
III.2.4 Dimensionnement des potelets	41
III.3 Conclusion.....	47

Chapitre IV : Calcul et dimensionnement du chemin de roulement	48
IV.1 Introduction	49
IV.2 Ponts roulants	49
IV.2.1 Différents types de ponts roulants	49
IV.2.2 Eléments constitutifs du pont roulant	50
IV.2.3 Différents mouvements possibles.....	51
IV.2.4 Caractéristiques du pont roulant.....	52
IV.3 Classification des ponts roulants.....	53
IV.4 Définition et calcul des charges	54
IV.4.1 Charges verticales ($R_{V_{max}}$).....	54
IV.4.2 Charges horizontales transversales ($R_{H_{max}}$).....	54
IV.4.3 Charges horizontales longitudinales ($R_{L_{max}}$)	55
IV.5 Choix du rail	55
IV.5.1 Dimensions du crapaud	56
IV.6 Dimensionnement de la poutre de roulement	56
IV.6.1 Condition de la flèche.....	56
IV.6.2 Vérification de la flèche.....	58
IV.6.3 Détermination de la classe du profilé de la poutre de roulement	59
IV.6.4 Résistance du profilé sous charges verticales	60
IV.6.5 Vérification sous charge horizontale	61
IV.6.6 Résistance de l'âme au voilement par cisaillement	62
IV.6.7 Résistance au déversement	62
IV.6.8 Résistance de l'âme à la charge transversale	64
IV.6.9 Résistance au voilement de l'âme	65
IV.6.10 Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme	66
IV.7 Calcul du support du chemin de roulement	66
IV.7.1 Charge verticale sur le chemin de roulement	66
IV.7.2 Charge horizontale sur le chemin de roulement	67
IV.7.3 Dimensionnement du support de chemin de roulement.....	67
IV.7.4 Détermination de la classe de la section transversale du chemin de roulement	68
IV.7.5 Vérification au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme	69
IV.7.6 Vérification à l'effort tranchant.....	70
IV.7.7 Vérification de la flèche.....	71

IV.8 Conclusion.....	71
Chapitre V : Étude sismique	72
V.1 Introduction.....	73
V.2 Principe de la méthode.....	73
V.3 Critères de classification de l’ouvrage par le RPA99/V2003.....	73
V.4 Analyse dynamique de la structure.....	73
V.4.1 Modélisation de la structure	74
V.4.2 Spectre de réponse de calcul.....	74
V.4.3 Analyse modale spectrale.....	76
V.5 Vérification de la structure.....	77
V.5.1 Vérification de la période fondamentale de la structure.....	77
V.5.2 Vérification de l’effort tranchant à la base	78
V.5.3 Vérification des déplacements	79
V.6 Conclusion	80
Chapitre VI : Dimensionnement des éléments principaux de la structure	81
VI.1 Introduction	82
VI.2 Justification des traverses	82
VI.2.1 Caractéristiques de la traverse.....	82
VI.2.2 Effort sollicitant	82
VI.2.3 Classe de section transversale de la traverse.....	82
VI.2.4 Vérification au cisaillement	83
VI.2.5 Vérification de la résistance à la flexion composée (élément comprimé et fléchi) ..	83
VI.3 Vérification des poteaux.....	87
VI.3.1 Classe de section transversale du poteau	87
VI.3.2 Vérification au cisaillement	88
VI.3.3 Vérification de la résistance à la flexion composée (élément comprimé et fléchi) ..	88
VI.3.4 Vérification des déplacements	91
VI.4 Vérification des contreventements.....	91
VI.4.1 Vérification à la traction	92
VI.5 Vérification des stabilités en X.....	92
VI.5.1 Vérification à la traction	93
VI.6 Vérification de la sablière.....	93
VI.6.1 Efforts sollicitant.....	93
VI.6.2 Classe de la section transversale du profilé HEA 220.....	93

VI.6.3 Vérification de la résistance à la flexion composée (élément comprimé et fléchi) ..	94
VI.7 Conclusion.....	98
Chapitre VII : Calcul des assemblages	99
VII.1 Introduction.....	100
VII.2 Calcul des assemblages.....	100
VII.2.1 Assemblage poteau-traverse (HEA 340 – HEA 300).....	100
VII.2.2 Assemblage traverse –traverse (HEA 300 – HEA 300)	106
VII.2.3 Assemblage poteau – console de la poutre de roulement (HEA 340-HEB 260) ..	109
VII.2.4 Assemblage poteau – sablière (HEA 340 – HEA 220)	116
VII.2.5 Assemblage des stabilités en X (2×L×150×150×12).....	119
VII.2.6 Assemblage de contreventement (2×L×150×150×14).....	121
VII.2.7 Assemblage d'échantignole.....	123
VII.3 Conclusion	125
Chapitre VIII : Étude de l'infrastructure	126
VIII.1 Introduction	127
VIII.2 Choix du type de fondation	127
VIII.3 Caractéristiques géotechniques du sol.....	127
VIII.4 Pied de poteaux.....	127
VIII.4.1 Introduction.....	127
VIII.4.2 Efforts et sollicitations.....	128
VIII.4.3 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement.....	129
VIII.4.4 Soudure de la platine	131
VIII.4.5 Vérification de la résistance en compression d'un tronçon en T de la semelle...	132
VIII.4.6 La résistance d'une tige d'ancrage à la traction	133
VIII.4.7 Vérification de la présence d'un effet de levier	134
VIII.4.8 Calcul de la résistance de l'assemblage à la traction.....	136
VIII.4.9 Vérification de la résistance à la flexion de pied de poteau encastré en présence de l'effort axial	137
VIII.4.10 Résistance au cisaillement de l'assemblage.....	138
VIII.4.11 Vérification à la pression diamétrale	139
VIII.5 Étude de l'infrastructure.....	139
VIII.5.1 Introduction.....	139
VIII.5.2 Détermination des sollicitations	139
VIII.5.3 Dimensionnement de la semelle.....	140

VIII.5.4 Vérification de la stabilité au renversement.....	141
VIII.5.5 Calcul du ferrailage	141
VIII.6 Calcul des longrines	146
VIII.6.1 Pré-dimensionnement des longrines.....	146
VIII.6.2 Calcul des ferrillages longitudinaux	146
VIII.7 Dimensionnement des fûts.....	148
VIII.7.1 Calcul ferrailage longitudinal.....	148
VIII.8 Conclusion.....	148
CONCLUSION GÉNÉRALE	149
Référence bibliographiques	150
ANNEXES	152
ANNEXE A Chapitre II : ÉVALUATION DES CHARGES (selon RNV2013)	153
ANNEXE B Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires (CCM97).....	154
ANNEXE C Chapitre IV : Étude du pont roulant (CTICM ; CCM97)	160
ANNEXE D Chapitre V : Étude sismique (RPA99/V2003)	167
ANNEXE E Chapitre VI : Vérification des éléments structuraux.....	168
ANNEXE F Chapitre VII : Calcul des assemblages.....	170
ANNEXE G Chapitre VII : Étude de l'infrastructure.....	171
ANNEXE H Les plans architecturaux	174

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1 : Données géométriques de l'ouvrage.	3
Figure II. 1 : Charges ponctuelles d'entretien.	7
Figure II. 2 : Coefficient de forme – Toitures à deux versants.	8
Figure II. 3 : Présentation des directions du vent sur la structure en 3D.	13
Figure II. 4 : Division de la paroi verticale selon le chargement du vent direction (V1, V3).	14
Figure II. 5 : Valeur de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V1, V3).	14
Figure II. 6 : Valeur de C_{pe10} pour les zones de la toiture directions (V1, V3).	15
Figure II. 7 : Division de la paroi verticale selon le chargement du vent directions (V2, V4).	15
Figure II. 8 : Valeur de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V2, V4).	16
Figure II. 9 : Valeur de C_{pe10} pour les zones de la toiture directions (V2, V4).	16
Figure II. 10 : Pression pour la paroi verticale direction du vent V1.	18
Figure II. 11 : Pression pour la toiture direction du vent V1.	19
Figure II. 12 : Pression pour la paroi verticale direction du vent V3.	20
Figure II. 13 : Pression pour la toiture direction du vent V3.	20
Figure II. 14 : Pression pour la paroi verticale direction du vent (V2/V4).	21
Figure II. 15 : Pression pour la toiture direction du vent (V2/V4).	22
Figure III. 1 : Chéneau et sa coupe transversale.	24
Figure III. 2 : Moignon cylindrique.	25
Figure III. 3 : Diagramme des moments fléchissant du panneau sandwich TL75.	26
Figure III. 4 : Cas de l'effet de neige et vent.	28
Figure III. 5 : Coupe transversale des liernes.	32
Figure III. 6 : Cas de l'effet de lierne.	33
Figure III. 7 : Position des liernes.	34
Figure III. 8 : Vue 3D de l'échantignolle.	35
Figure III. 9 : Coupe longitudinale sur les lisses de bardage.	39
Figure III. 10 : La répartition des charges sur les lisses de bardage.	39
Figure III. 11 : Schéma représentatif pour les potelets.	42
Figure IV. 1 : Schéma 3D du pont roulant.	49
Figure IV. 2 : Différents types de pont roulant.	50
Figure IV. 3 : Différents mouvements d'un pont roulant.	51
Figure IV. 4 : Schéma 3D du pont roulant.	52
Figure IV. 5 : Schéma 2D du pont roulant.	52
Figure IV. 6 : Caractéristiques géométriques du rail.	55
Figure IV. 7 : Schéma de la poutre de roulement avec le rail.	56
Figure IV. 8 : Schéma statique des galets.	57
Figure IV. 9 : Schéma statique des galets.	58
Figure IV. 10 : Schéma statique de la poutre de roulement.	58
Figure IV. 11 : l'effort dû à l'écrasement.	64
Figure IV. 12 : Support de chemin de roulement.	67
Figure IV. 13 : Schéma statique du support de roulement.	68
Figure IV. 14 : Vérification de la flèche.	71
Figure V. 1 : Modèle de la structure en 3D.	74
Figure V. 2 : Spectre de réponse suivant X.	77

Figure V. 3 : Spectre de réponse suivant Y.	77
Figure VII. 1 : Vue 3D de l'assemblage poteau-traverse.....	100
Figure VII. 2 : Vue en plan de l'assemblage poteau-traverse.	101
Figure VII. 3 : Vue 3D de l'assemblage traverse - traverse.	106
Figure VII. 4 : Vue en plan de l'assemblage traverse - traverse.....	107
Figure VII. 5 : Vue 3D de l'assemblage poteau-console de la poutre de roulement.	109
Figure VII. 6 : Vue en plan de l'assemblage poteau-console de la poutre de roulement.	109
Figure VII. 7 : Vue 3D de l'assemblage poteau – sablière.....	117
Figure VII. 8 : Vue en plan de l'assemblage poteau-sablière.....	117
Figure VII. 9 : Vue 3D de l'assemblage au milieu de la stabilité en X.....	119
Figure VII. 10 : Vue en plan de l'assemblage au milieu de la stabilité en X.	119
Figure VII. 11 : Vue 3D de l'assemblage au milieu de contreventement.	121
Figure VII. 12 : Vue en plan de l'assemblage au milieu de contreventement.	121
Figure VII. 13 : Assemblage de l'échantignole.	123
Figure VIII. 1 : Vue 3D de l'assemblage pied de poteaux.....	128
Figure VIII. 2 : Détails d'assemblage pied de poteau rigide.....	128
Figure VIII. 3 : Dimension de la platine.	130
Figure VIII. 4 : Illustration de la partie comprimée du pied de poteau.....	132
Figure VIII. 5 : Disposition constructive.	134
Figure VIII. 6 : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage.	135
Figure VIII. 7 : Illustration moment + effort normal.	137
Figure VIII. 8 : Les dimensions de la semelle.....	140
Figure VIII. 9 : Vue du ferrailage des semelles isolées.	145
Figure VIII. 10 : Coupe transversale de la longrine.	147

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 1. Les valeurs de pression dynamique de pointe q_p	12
Tableau II. 2. Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V1, V3). ...	13
Tableau II. 3. Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la toiture directions (V1, V3).	14
Tableau II. 4. Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V2, V4). ...	15
Tableau II. 5. Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la toiture directions (V2, V4).	16
Tableau II. 6. Pression pour la paroi verticale direction du vent V1.	18
Tableau II. 7. Pression pour la toiture direction du vent V1.	19
Tableau II. 8. Pression pour la paroi verticale direction du vent V3.	19
Tableau II. 9. Pression pour la toiture direction du vent V3.	20
Tableau II. 10. Pression pour la paroi verticale direction du vent (V2/V4).	21
Tableau II. 11. Pression pour la toiture direction du vent (V2/V4).	21
Tableau III. 1. Caractéristiques du profilé IPE140.	27
Tableau III. 2. Projection des charges sur les deux plans (y-y et z-z).	28
Tableau III. 3. Caractéristiques du profilé UPE140.	40
Tableau III. 4. Caractéristiques du profilé HEA300.	43
Tableau III. 5. Facteur d'imperfection α pour HEA 300.	45
Tableau IV. 1. Caractéristiques géométriques du pont roulant.	52
Tableau IV. 2. Caractéristiques du pont roulant.	53
Tableau IV. 3. Coefficient et classement des ponts roulants.	54
Tableau IV. 4. Caractéristiques du rail A55.	55
Tableau IV. 5. Dimensions du crapaud.	56
Tableau IV. 6. Caractéristiques du profilé HEB 400.	57
Tableau IV. 7. Caractéristiques du profilé HEB 260.	68
Tableau V. 1. Facteur de qualité suivant les deux sens.	76
Tableau V. 2. Les 10 modes de vibration lors du séisme.	78
Tableau V. 3. Résultante des forces sismiques à la base.	79
Tableau V. 4. Déplacements résultants suivant Y.	80
Tableau V. 5. Déplacements résultants suivant X.	80
Tableau VI. 1. Caractéristiques du profilé HEA 300.	82
Tableau VI. 2. Facteur d'imperfection α pour HEA 300.	84
Tableau VI. 3. Caractéristiques du profilé HEA 340.	87
Tableau VI. 4. Facteur d'imperfection α pour HEA 340.	89
Tableau VI. 5. Caractéristiques du profilé 150×150×14.	92
Tableau VI. 6. Caractéristiques du profilé 150×150×12.	93
Tableau VI. 7. Caractéristiques du profilé HEA220.	93
Tableau VI. 8. Facteur d'imperfection α pour HEA220.	95
Tableau VI. 9. Éléments de la structure.	98
Tableau VIII. 1. Caractéristiques du boulon M27.	138
Tableau VIII. 2. Ferrailages choisis pour la semelle.	145

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.

W : Surcharge climatique du vent.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 2,1 \times 10^5$ MPa).

G : Charge permanente.

I : Moment d'inertie.

I_v : Intensité de turbulence.

K_0 : Coefficient de flambement.

K_t : Facteur de terrain.

L : Longueur.

L_p : Distance entre portique.

L_{pr} : La portée du pont roulant.

M : Moment de flexion.

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

M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant.

M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur 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.

$N_{t,Sd \max}$: Effort normal maximal de traction.

$N_{c,Sd \max}$: Effort normal maximal de compression.

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

$F_{p,cd}$: Effort de calcul de précontrainte.

$F_{v,Rd}$: Résistance de calcul au cisaillement par boulon.

$F_{v,sd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon à l'état limite ultime.

$F_{b,Rd}$: Résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon.

Q : Charge d'exploitation.

T : La période propre.

R : Coefficient de comportement de la structure.

S : La charge de la neige.

S_K : La charge de la 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 : Poids de la structure.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{eq} : Hauteur équivalente.

Minuscules latines

a_{min} : Distance entre l'extrémité du pont roulant et la position d'arrêt du chariot.

b : Distance entre l'extrémité du pont roulant et le poteau.

e : L'empâtement entre les poutres du pont roulant.

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.
 h : Hauteur d'une pièce.
 l_f : Longueur de flambement.
 t : Épaisseur d'une pièce.
 t_f : Épaisseur d'une semelle de profilé.
 t_w : Épaisseur de l'âme de profilé.
 h : Hauteur du profilé.
 b : Longueur de la semelle.
 d : Hauteur de l'âme.
 d_m : diamètre moyen.
 $q_{réf}$: Pression dynamique moyenne de référence.

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.
 \emptyset_{LT} : Rotation de déversement.
 τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
 ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.
 σ_a : Contrainte de l'acier.
 σ_b : Contrainte du béton.
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique.
 η : Facteur de correction d'amortissements.
 δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique.
 μ : Coefficient de forme de la charge de neige.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Dans les différents projets de construction, nombreux sont les procédés de conception et de réalisation qui existent, et cela en fonction des besoins et des capacités : charpente en métallique ou bois, construction en béton armé, en béton précontraint. À noter que ces derniers nécessitent certains règlements (nationaux ou internationaux).

Le projet de fin d'étude a pour thème la réalisation d'une halle métallique avec un pont roulant dont l'ossature est réalisée en charpente métallique dans la commune de **Tamazoura** à la wilaya de d'**Ain Témouchent**, destiné à la fabrication et au stockage du marbre, en utilisant les règlements (**RPA99/V2003, RNV2013, CCM97, BAEL91, CTICM**).

Notre travail est structuré de la manière suivante. D'abord, on présentera l'ouvrage et les généralités dans le premier chapitre, puis une étude des charges et surcharge sera détaillée en chapitre 2.

Le dimensionnement des éléments secondaires et l'étude du pont roulant seront abordés respectivement aux chapitres 3 et 4. Le cinquième chapitre portera sur l'étude sismique puis la vérification des éléments structuraux dans le chapitre 6. Par la suite, le calcul des assemblages sera traité dans le chapitre 7 et l'étude de l'infrastructure au chapitre 8.

Les ossatures métalliques bénéficient de plusieurs avantages, à titre d'exemple : la rapidité du montage due à sa légèreté ainsi que la facilité de la modification, et l'accessibilité aux longues portées. En revanche, les ossatures sont vulnérables à la corrosion et aux feux.

Dans ce mémoire, nous allons essayer de comprendre, appliquer et compléter toutes les informations acquises pour présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master option structures.

Chapitre I

Généralités et présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

Ce projet consiste en une étude d'un hangar métallique avec pont roulant destiné à une unité industrielle (fabrication et stockage du marbre) qui sera implantée au niveau de Tamazoura wilaya d'Ain Témouchent. La zone est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité IIa et le terrain est plat avec une surface de 544,5 m².

I.2 Données géométriques du projet

Les données géométriques de l'ouvrage sont :

- Hauteur totale : $H = 12,1$ m.
- Hauteur du poteau : $h = 10$ m.
- Largeur de la structure : $L = 19,8$ m.
- Longueur de la structure : $l = 27,5$ m.
- La pente du versant : $11,97^\circ$.
- Surface occupée : 544,5 m².
- Distance entre portique : $L_p = 5,5$ m

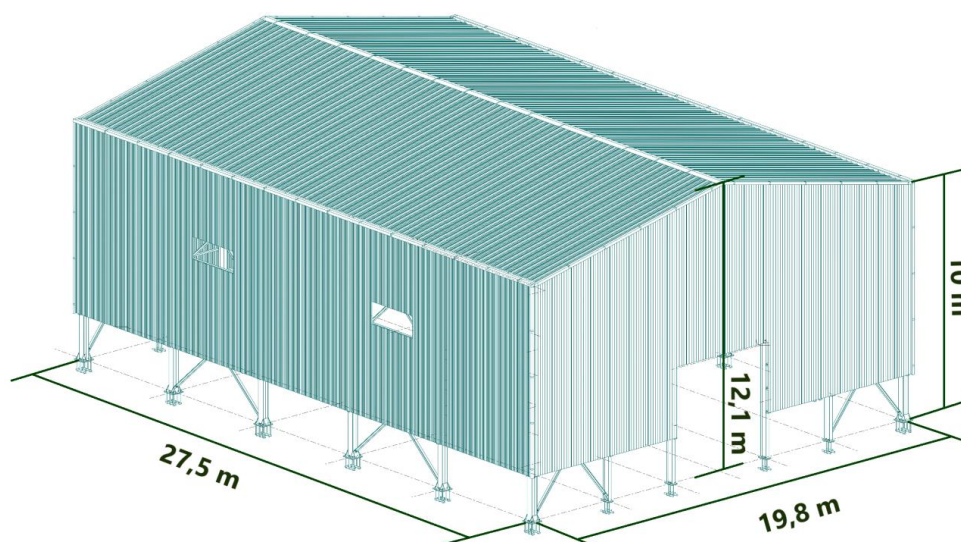


Figure I. 1 : Données géométriques de l'ouvrage.

I.3 Localisation et données concernant le site

L'ouvrage sera implanté à la zone industrielle, de la commune de Tamazoura, wilaya d'Ain Témouchent ayant les caractéristiques suivantes :

- L'altitude est de 296 m.
- La zone de neige : Zone B.
- La zone de vent : zone II.
- La zone sismique : IIa, Groupe 3.

- Contrainte admissible du sol est de 1,15 bar.

I.4 Règlements et documents techniques utilisés

Nos calculs et dimensionnements doivent respecter les règlements et les documents techniques suivants :

Types de règlement	Définition
RNV99-V2013	Règle définissant les effets de la neige et du vent
CCM97	Règles de calcul des constructions en acier
RPA99-V2003	Règles parasismiques Algériennes version 2003
DTR-B.C 2.2	Document technique règlement charges permanentes et charges d'exploitations
BAEL91	Béton armé aux états limites
CTICM	Calcul du pont roulant

I.5 Logiciel utilisé

Notre étude a été menée en utilisant le logiciel :

- AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2018.

I.6 Matériaux

I.6.1 L'acier de construction métallique (profilé)

L'acier est un métal dur et résistant obtenu par une transformation d'un minerai contenant le fer et le carbone dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

Dans ce projet on va utiliser un acier de nuance Fe360 dont :

- La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa.
- La masse volumique : $\rho = 7850$ Kg/m³.
- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000$ MPa.
- Module d'élasticité transversal : $G = 81000$ MPa.

I.6.2 Acier pour ferrailage

- Sollicitations sous actions normales

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

- Etat limite de service

$$\sigma_s = \frac{2}{3} \times f_e = \frac{2}{3} \times 400 = 267 \text{ MPa.}$$

I.6.3 Le béton

C'est un matériau constitué par le mélange de ciment avec granulats (sable et gravier) et l'eau, tous ces composants interviennent dans la résistance du mélange (béton). On utilise ce matériau à cause de sa bonne résistance à la compression mieux qu'à l'effort de traction.

Ses caractéristiques sont :

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

I.6.4 Les matériaux de bardage

- La couverture de la toiture sera réalisée par des panneaux sandwichs TL75.
- Les façades extérieures sont réalisées avec des panneaux sandwichs LL35 fixés aux lisses de bardages.

I.7 Les assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont le boulonnage et le soudage.

I.7.1 Le boulonnage

Le boulonnage est un moyen d'assemblage mécanique démontable qui sert à créer une liaison de continuité entre les éléments et souvent le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur le site.

Pour notre cas, on utilise :

- Les boulons 8.8 et 10.9 de haute résistance (HR) pour les assemblages rigides.
- Les boulons ordinaires 5.8, 6.8 et 8.8 pour les assemblages articulés.

I.7.2 Le soudage

Le soudage est une liaison mécanique qui consiste à créer une continuité de la matière entre deux pièces différentes. La continuité est obtenue par la création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler et d'un métal d'apport.

Chapitre II

Évaluation des charges et surcharge

II.1 Introduction

Dans ce chapitre, on va déterminer les différentes charges et surcharges appliquées sur la structure à étudier. C'est une étape fondamentale pour pouvoir dimensionner les différents éléments de la structure, ces charges sont définies par l'ensemble suivant :

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

II.2 Charges permanentes

Les charges permanentes notées **G** sont des charges constantes telles que le poids propre de la structure et l'équipement de l'ouvrage (la couverture, les revêtements, le rail du pont roulant...). Elles sont données dans les documents techniques réglementaires ou sont fournies par le fournisseur.

- Le poids propre de la couverture en panneau sandwich TL75 est de $G = 14,2$ [daN/m²]. (B.5 ANNEXE B)
- Le poids du bardage en panneau sandwich LL35 est de $G = 10,9$ [daN/m²]. (B.4 ANNEXE B)

II.3 Surcharges d'exploitation de la toiture

Les surcharges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitations).

Pour les couvertures sur charpente, les charges d'entretien sont conventionnellement assimilées à deux charges concentrées de 1 kN appliquées au 1/3 et aux 2/3 des portées. (§7.3.1 / DTR-B.C 2.2)

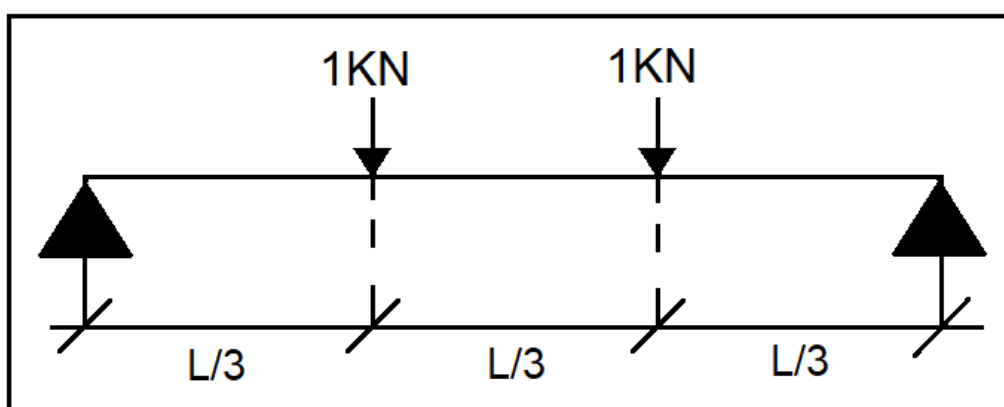


Figure II. 1 : Charges ponctuelles d'entretien.

II.4 Surcharge climatique

II.4.1 Neige

Le calcul des charges de neige se fait conformément à la réglementation « Règlement Neige et vent version 2013 ». La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_K \text{ (KN /m}^2\text{)}$$

Avec

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

μ : Coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture, donnée au paragraphe 6, tableau 2 (RNV2013).

S_K : Charge de neige sur le sol, donnée au paragraphe 4 (RNV2013), en fonction de l'altitude et la zone de la neige.

II.4.1.1 Charge de la neige sur le sol

Le projet se situe dans la Wilaya d'Ain Témouchent (Tamazoura), classé en zone B dont l'altitude est de 296 m.

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

$$S_K = \frac{0,04 \times 296 + 10}{100}$$

$$S_K = 0,2184 \text{ kN/m}^2$$

II.4.1.2 Coefficient de forme de la toiture (μ)

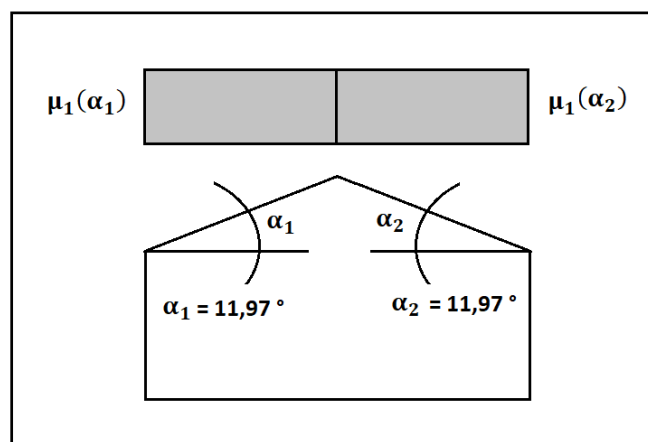


Figure II. 2 : Coefficient de forme – Toitures à deux versants.

La toiture est à deux versant avec un angle de $\alpha_1 = \alpha_2 = 11,97^\circ$.

Et d'après le tableau 2 (RNV 2013).

$$0^\circ < \alpha_1 = \alpha_2 = 11,97^\circ < 30^\circ \rightarrow \mu_1(\alpha_1) = \mu_1(\alpha_2) = 0,8.$$

II.4.1.3 Surcharges de la neige (S)

- **Toiture à deux versants**

$$S = \mu \times S_K$$

$$S = 0,8 \times 0,2184$$

$$S = 0,1747 \text{ kN /m}^2 = 17,47 \text{ daN/m}^2$$

II.4.2 Surcharge du vent

Les effets du vent sont étudiés conformément à la réglementation « Règlement Neige et vent version 2013 ». L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_p [C_{pe} - C_{pi}] \text{ daN /m}^2$$

q_p : Pression dynamique du vent.

C_d : Coefficient dynamique.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

II.4.2.1 Données relatives au site

Le site du projet se trouve dans la commune de Tamazoura, wilaya d'Ain Témouchent.

Ain Témouchent : Zone de vent II :

- $q_{\text{réf}} = 43,5 \text{ daN/cm}^2$ (tableau 2.2-RNV2013)

Terrain : Catégorie II : (tableau 2.4-RNV2013)

- $K_T = 0,190$
- $Z_0 = 0,05 \text{ m}$
- $Z_{\text{min}} = 2 \text{ m}$
- $\xi = 0,52$

Nature du site : Plat :

- $C_t = 1$ (cf .chapitre 2 §2.4.5/RNV2013)

II.4.2.2 Coefficient dynamique (C_d)

Le coefficient dynamique C_d dépend de la hauteur de la structure, ainsi que du type de la structure.

$$h_t = 12,1 \text{ m} < 15 \text{ m}$$

On prend : $C_d = 1$.

II.4.2.3 Pression dynamique de pointe (q_p)

$$q_p(z) = q_{\text{réf}} \times C_e(z_e) \quad (\text{cf. chapitre 2 §2.3.1/RNV2013})$$

$q_{\text{réf}}$: La pression de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone de vent.

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

z_e : Hauteur de référence (m).

II.4.2.3.1 Coefficient de rugosité (C_r)

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r(z) \begin{cases} K_T \cdot \text{Ln} \left(\frac{z}{z_0} \right) \text{ pour } z_{\text{min}} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ K_T \cdot \text{Ln} \left(\frac{z_{\text{min}}}{z_0} \right) \text{ pour } z < z_{\text{min}} \end{cases} \quad (\text{cf. chapitre 2 §2.4.4/RNV2013})$$

On a : $z = 12,1 \text{ m}$ et $z_{\text{min}} = 2 \text{ m}$; Alors :

$$z_{\text{min}} = 2 \text{ m} < z = 12,1 \text{ m} < 200 \text{ m} \rightarrow C_r(z) = K_T \cdot \text{Ln} \left(\frac{z}{z_0} \right)$$

- Pour la toiture : $z = 12,1 \text{ m}$:

$$C_r(z) = 0,19 \cdot \text{Ln} \left(\frac{12,1}{0,05} \right)$$

$$C_r(z) = 1,042$$

- Pour la paroi verticale : $z = 10 \text{ m}$:

$$C_r(z) = 0,19 \cdot \text{Ln} \left(\frac{10}{0,05} \right)$$

$$C_r(z) = 1,006$$

II.4.2.3.2 Coefficient de topographie (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.

Le site est plat, donc : $C_t(z) = 1$.

II.4.2.3.3 Intensité de turbulence (I_v)

Elle est donnée par la formule suivante :

$$I_v(z) \begin{cases} \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pour } z > z_{\min} \\ \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} & \text{pour } z \leq z_{\min} \end{cases} \quad (\text{cf. chapitre 2 §2.4.6/RNV2013})$$

On a : $z = 12,1 \text{ m} > z_{\min} = 2 \text{ m}$; Alors :

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$$

- Pour la toiture : $z = 12,1 \text{ m}$:

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{12,1}{0,05}\right)}$$

$$I_v(z) = 0,182$$

- Pour la paroi verticale : $z = 10 \text{ m}$:

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{10}{0,05}\right)}$$

$$I_v(z) = 0,188$$

II.4.2.3.4 Coefficient d'exposition (C_e)

Le coefficient d'exposition au vent tient compte de la nature turbulente du vent.

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 \times I_v(z)] \quad (\text{cf. chapitre 2 §2.4.2/RNV2013})$$

Le coefficient d'exposition sera donc :

- Pour la toiture : $z = 12,1$ m :

$$C_e(z) = 1^2 \times 1,042^2 \times [1 + 7 \times 0,182] = 2,469$$

- Pour la paroi verticale : $z = 10$ m :

$$C_e(z) = 1^2 \times 1,006^2 \times [1 + 7 \times 0,188] = 2,343$$

II.4.2.3.5 Calcul de la pression dynamique de pointe (q_p)

Après avoir défini tous les coefficients qui permettent de calculer la pression dynamique.

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

➤ Hauteur de référence :

$h = 12,1$ m < $b = 19,8$ m $\rightarrow z_e = h = 12,1$ et $q_p(z) = q_p(z_e)$ (§2.3.2/RNV2013)

$h = 10$ m < $b = 19,8$ m $\rightarrow z_e = h = 10$ m et $q_p(z) = q_p(z_e)$ (§2.3.2/RNV2013)

- Pour la toiture : $z = 12,1$ m :

$$q_p(z) = 43,5 \times 2,469 = 107,40 \text{ [daN/m}^2\text{]}$$

- Pour la paroi verticale : $z = 10$ m :

$$q_p(z) = 43,5 \times 2,343 = 101,92 \text{ [daN/m}^2\text{]}$$

- Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	z_e (m)	Cr	Ct	Iv	Ce	$q_{\text{réf}}$	q_p [daN/m ²]
Toiture	12,1	1,042	1	0,182	2,469	43,5	107,40
Parois	10	1,006	1	0,188	2,343	43,5	101,92

Tableau II. 1. Les valeurs de pression dynamique de pointe q_p .

II.4.2.4 Coefficient de pression extérieur (C_{pe})

Le calcul des valeurs de C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si : } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si : } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \quad (\text{\$5.1/RNV2013})$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si : } S \geq 10 \text{ m}^2$$

Avec :

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée (en m^2).

Dans notre cas : $S > 10 m^2$

Alors : $C_{pe} = C_{pe,10}$.

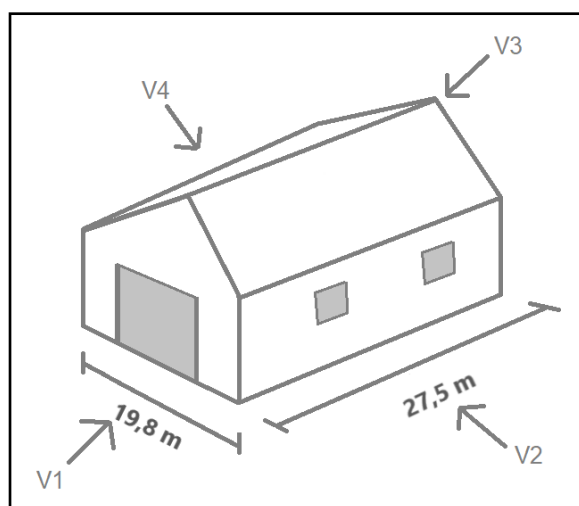


Figure II. 3 : Présentation des directions du vent sur la structure en 3D.

V1 et V3 : vent perpendiculaire sur pignon.

V2 et V4 : vent perpendiculaire sur long pan.

- **La direction du vent (V1 ; V3)**

- **Parois verticales** (cf .chapitre 5 §5.1.2/RNV2013)

$$\text{Pignon} \begin{cases} b = 19,8 \text{ m} \\ d = 27,5 \text{ m} \\ h = 10 \text{ m} \end{cases}$$

$$e = \min[b ; 2h] = \min[19,8 ; 2 \times 10] = \min[19,8 ; 20]$$

$$e = 19,8 \text{ m}$$

$$d > e \rightarrow 27,5 \text{ m} > 19,8 \text{ m}$$

A	B	C	(Au vent) D	(Sous le vent) E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau II. 2. Valeurs de $C_{pe,10}$ pour les zones de la paroi verticale directions (V1, V3).

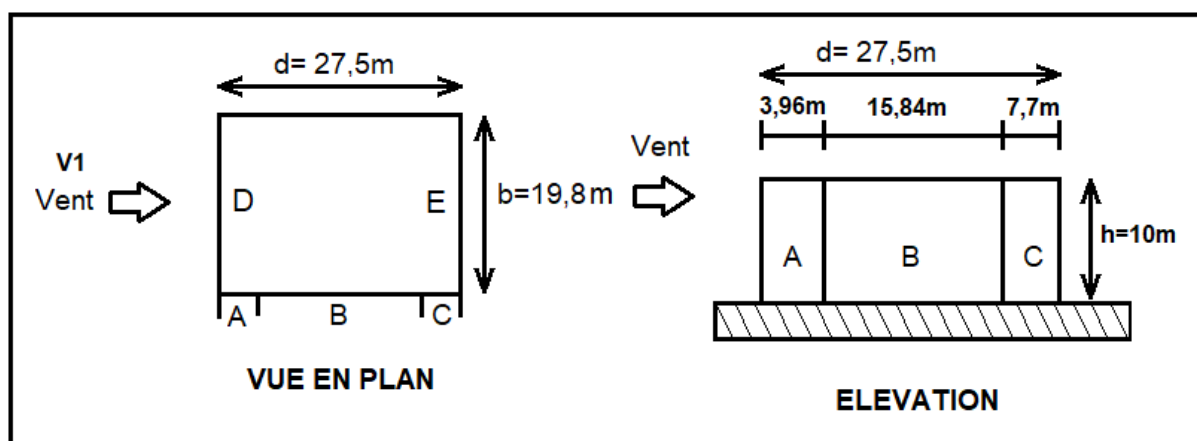


Figure II. 4 : Division de la paroi verticale selon le chargement du vent direction (V1, V3).

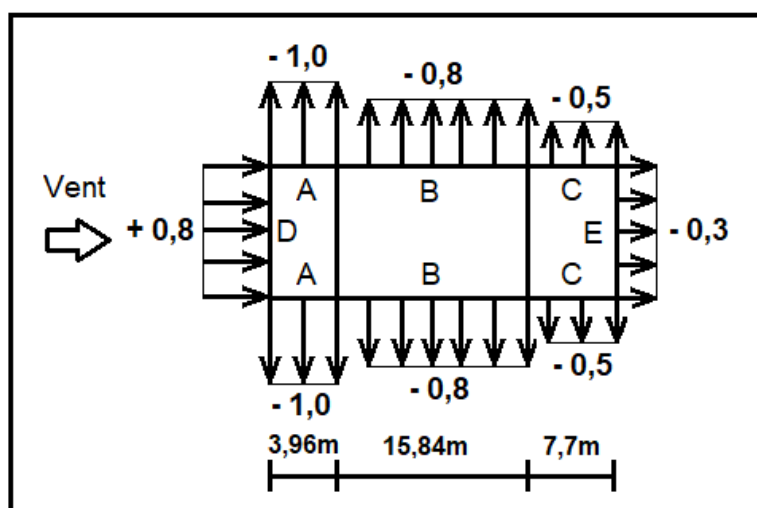


Figure II. 5 : Valeur de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V1, V3).

- Toiture (cf .chapitre 5 §5.1.5/RNV2013)

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 19,8 \text{ m} \\ d = 27,5 \text{ m} \\ h = 12,1 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$e = \min[b ; 2h] = \min[19,8 ; 2 \times 12,1] = \min[19,8 ; 24,2]$$

$$e = 19,8 \text{ m}$$

Angle de pente	F	G	H	I
α	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
11,97°	-1,39	-1,3	-0,63	-0,53

Tableau II. 3. Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la toiture directions (V1, V3).

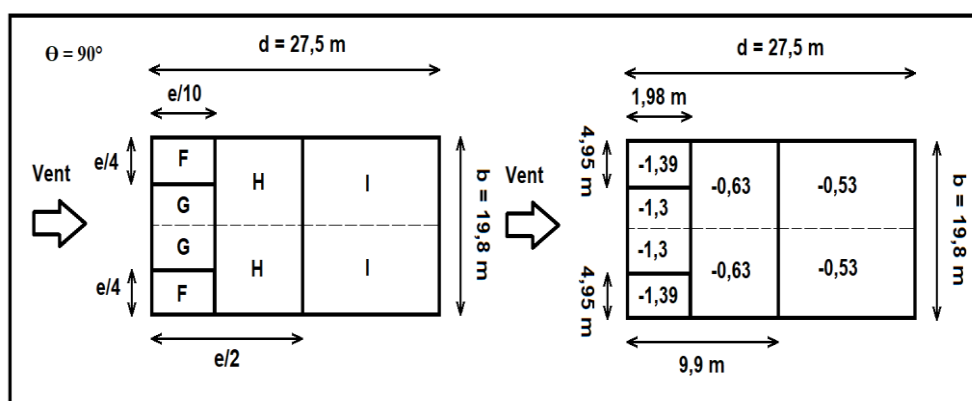


Figure II. 6 : Valeur de $C_{pe,10}$ pour les zones de la toiture directions (V1, V3).

- La direction du vent (V2 ; V4)

- Parois verticales

$$\begin{cases} b = 27,5 \text{ m} \\ d = 19,8 \text{ m} \\ h = 10 \text{ m} \end{cases}$$

$$e = \min[b ; 2h] = \min[27,5 ; 2 \times 10] = \min[27,5 ; 20]$$

$$e = 20 \text{ m}$$

$$d < e \rightarrow 19,8 \text{ m} < 20 \text{ m}$$

A'	B'	(Au vent) D	(Sous le vent) E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

Tableau II. 4. Valeurs de $C_{pe,10}$ pour les zones de la paroi verticale directions (V2, V4).

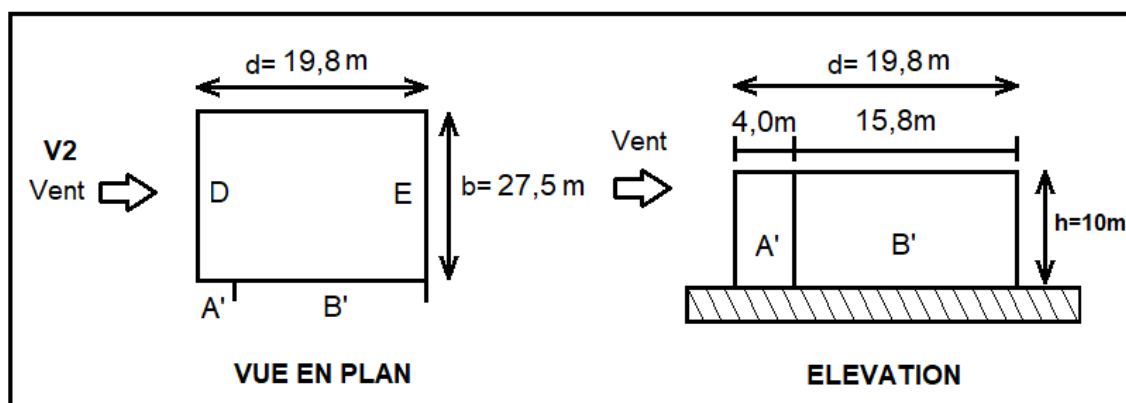


Figure II. 7 : Division de la paroi verticale selon le chargement du vent directions (V2, V4).

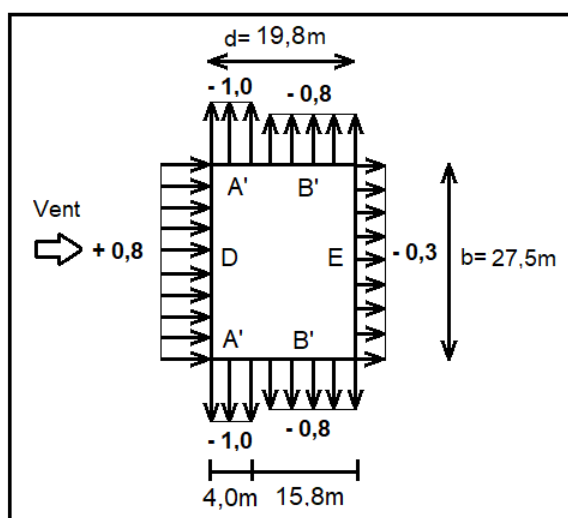


Figure II. 8 : Valeur de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V2, V4).

- Toiture

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 27,5 \text{ m} \\ d = 19,8 \text{ m} \\ h = 12,1 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$e = \min[b ; 2h] = \min[27,5 ; 2 \times 12,1] = \min[27,5 ; 24,2] = 24,2 \text{ m}$$

Angle de pente	F	G	H	I	J
α	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
11,97°	-1,14	-0,92	-0,39	-0,46	-0,64
	<i>+0,139</i>	<i>+0,139</i>	<i>+0,139</i>	<i>-0,181</i>	<i>-0,181</i>

Tableau II. 5. Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la toiture directions (V2, V4).

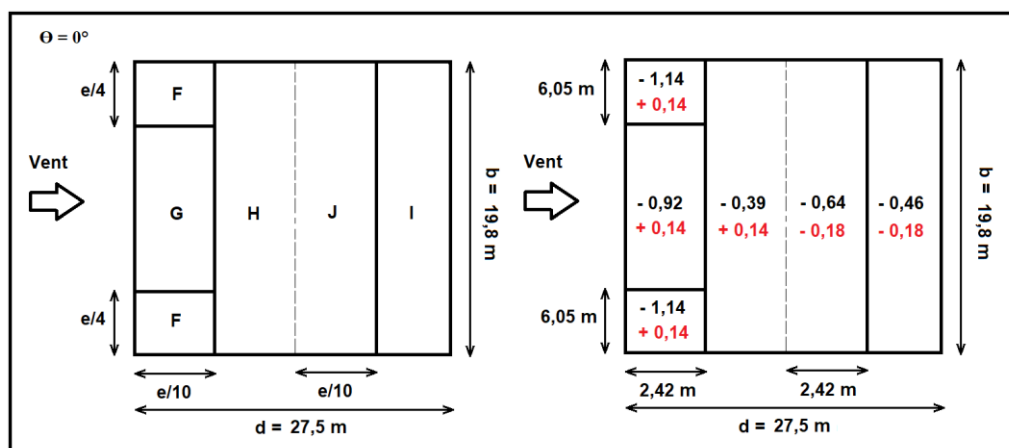


Figure II. 9 : Valeur de C_{pe10} pour les zones de la toiture directions (V2, V4).

II.4.2.5 Coefficient de pression intérieure (C_{pi})

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p et le rapport h/d .

Les ouvertures de la structure :

Deux fenêtres dans chaque long-pan : (3×1) m.

Une porte dans seul pignon : (5×5) m.

L'indice de perméabilité μ_p est défini comme suit :

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

- La direction du vent V1

$$\mu_p = \frac{4 \times (3 \times 1)}{4 \times (3 \times 1) + (5 \times 5)} = \frac{12}{37} = 0,32$$

$$\frac{h}{d} = 0,44$$

$$C_{pi} = 0,33$$

- La direction du vent V2

$$\mu_p = \frac{(5 \times 5) + 2 \times (3 \times 1)}{4 \times (3 \times 1) + (5 \times 5)} = \frac{31}{37} = 0,83$$

$$\frac{h}{d} = 0,61$$

$$C_{pi} = -0,29$$

- La direction du vent V3

$$\mu_p = \frac{4 \times (3 \times 1) + (5 \times 5)}{4 \times (3 \times 1) + (5 \times 5)} = 1$$

$$\frac{h}{d} = 0,44$$

$$C_{pi} = -0,35$$

- La direction du vent V4

$$\mu_p = \frac{(5 \times 5) + 2 \times (3 \times 1)}{4 \times (3 \times 1) + (5 \times 5)} = \frac{31}{37} = 0,83$$

$$\frac{h}{d} = 0,61$$

$$C_{pi} = -0,29$$

II.4.2.6 Calcul de la charge du vent (q_j)

Les démarches précédentes permettent de définir la pression du vent qui s'exerce sur la construction, les résultats des trois sens sont présentés ci-dessous :

II.4.2.6.1 La direction du vent (V1)

- Parois verticales

Zone	C_d	q_p	C_{pe}	C_{pi}	q_j [daN/m ²]
A	1	101,92	- 1,0	0,33	- 135,55
B	1	101,92	-0,8	0,33	- 115,17
C	1	101,92	- 0,5	0,33	- 84,59
D	1	101,92	+ 0,8	0,33	+ 47,90
E	1	101,92	- 0,3	0,33	- 64,20

Tableau II. 6. Pression pour la paroi verticale direction du vent V1.

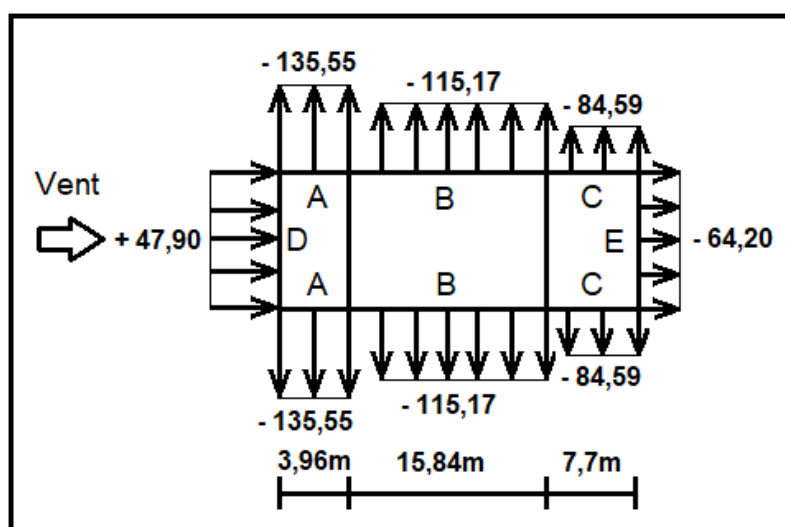


Figure II. 10 : Pression pour la paroi verticale direction du vent V1.

- Toiture

Zone	C_d	q_p	C_{pe}	C_{pi}	q_j [daN / m ²]
F	1	107,40	- 1,39	0,33	- 184,73
G	1	107,40	- 1,3	0,33	- 175,06
H	1	107,40	- 0,63	0,33	- 103,10
I	1	107,40	- 0,53	0,33	- 92,37

Tableau II. 7. Pression pour la toiture direction du vent V1.

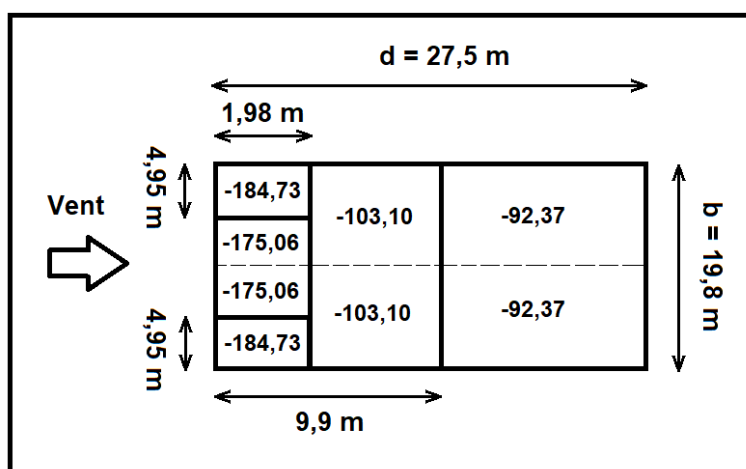


Figure II. 11 : Pression pour la toiture direction du vent V1.

II.4.2.6.2 La direction du vent (V3)

- Parois verticales

Zone	C_d	q_p	C_{pe}	C_{pi}	q_j [daN / m ²]
A	1	101,92	- 1,0	- 0,35	- 66,25
B	1	101,92	-0,8	- 0,35	- 45,86
C	1	101,92	- 0,5	- 0,35	- 15,29
D	1	101,92	+ 0,8	- 0,35	+ 117,21
E	1	101,92	- 0,3	- 0,35	+ 5,10

Tableau II. 8. Pression pour la paroi verticale direction du vent V3.

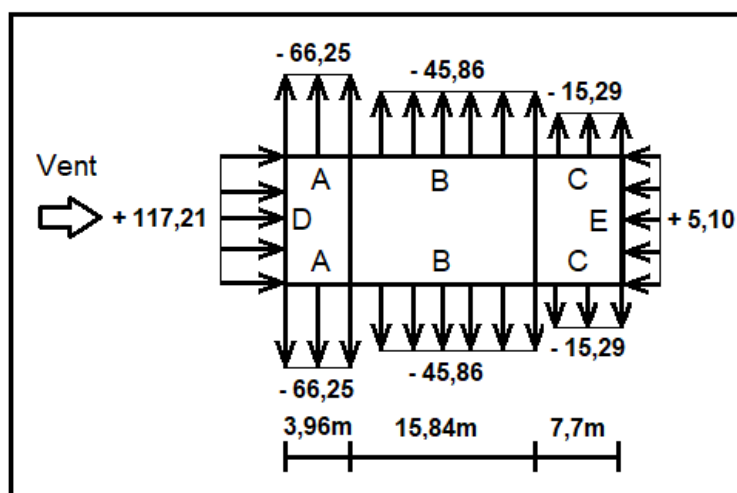


Figure II. 12 : Pression pour la paroi verticale direction du vent V3.

• Toiture

Zone	C_d	q_p	C_{pe}	C_{pi}	q_j [daN/m ²]
F	1	107,40	- 1,39	- 0,35	- 111,70
G	1	107,40	- 1,3	- 0,35	- 102,03
H	1	107,40	- 0,63	- 0,35	- 30,07
I	1	107,40	- 0,53	- 0,35	- 19,33

Tableau II. 9. Pression pour la toiture direction du vent V3.

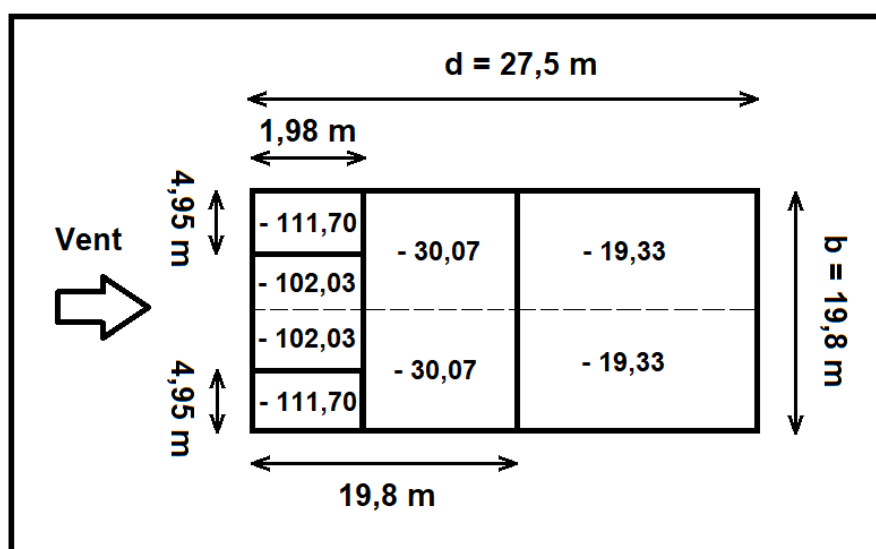


Figure II. 13 : Pression pour la toiture direction du vent V3.

II.4.2.6.3 La direction du vent (V2 ; V4)

• Parois verticales

Zone	C_d	q_p	C_{pe}	C_{pi}	q_j [daN / m ²]
A'	1	101,92	- 1,0	-0,29	- 72,36
B'	1	101,92	- 0,8	-0,29	- 51,98
D	1	101,92	+ 0,8	-0,29	+ 111,09
E	1	101,92	- 0,3	-0,29	- 1,02

Tableau II. 10. Pression pour la paroi verticale direction du vent (V2/V4).

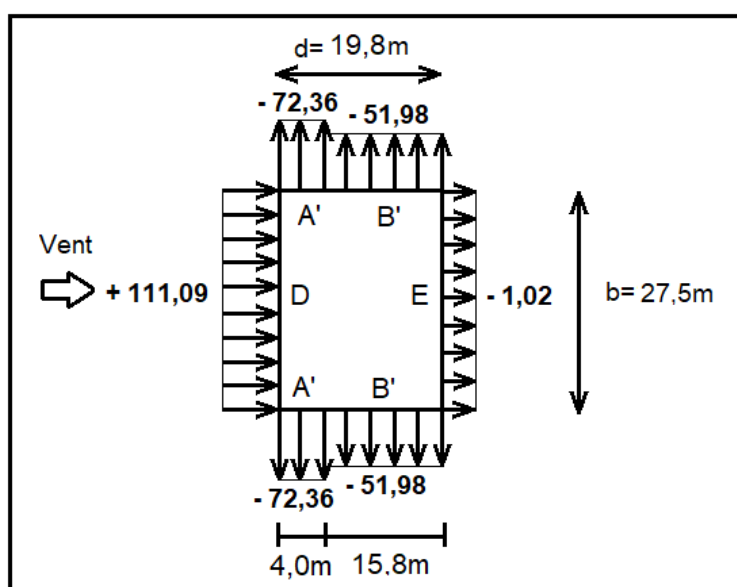


Figure II. 14 : Pression pour la paroi verticale direction du vent (V2/V4).

• Toiture

Zone	C_d	q_p	C_{pe}	C_{pi}	q_j [daN / m ²]
F	1	107,40	- 1,14 <i>+ 0,14</i>	-0,29	- 91,29 <i>+ 46,18</i>
G	1	107,40	- 0,92 <i>+ 0,14</i>	-0,29	- 67,66 <i>+ 46,18</i>
H	1	107,40	- 0,39 <i>+ 0,14</i>	-0,29	- 10,74 <i>+ 46,18</i>
I	1	107,40	- 0,46 <i>- 0,18</i>	-0,29	- 18,26 <i>+ 11,81</i>
J	1	107,40	- 0,64 <i>- 0,18</i>	-0,29	- 37,59 <i>+ 11,81</i>

Tableau II. 11. Pression pour la toiture direction du vent (V2/V4).

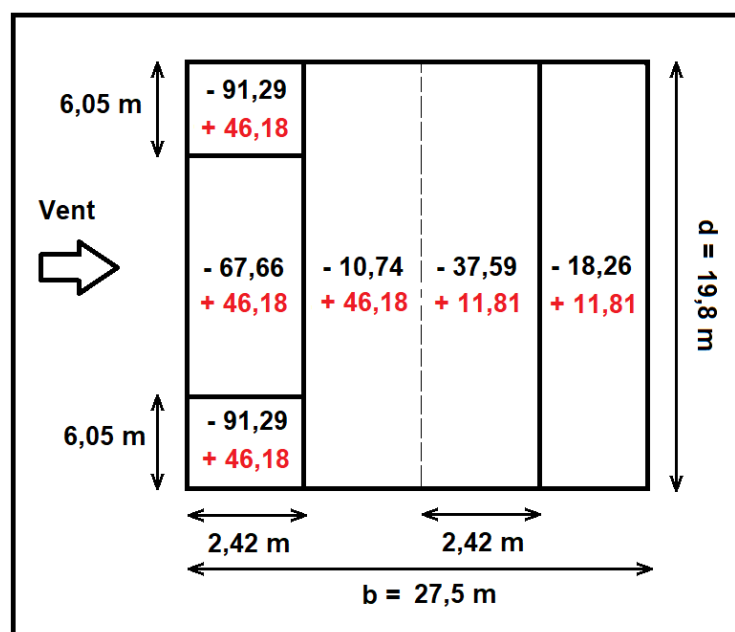


Figure II. 15 : Pression pour la toiture direction du vent (V2/V4).

II.4.2.7 Détermination des forces de frottement du vent

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

Condition à vérifier :

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

- **Direction (V1, V3)**

$$665,5 \text{ m}^2 < 1916,64 \text{ m}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Direction (V2, V4)**

$$479,16 \text{ m}^2 < 2662 \text{ m}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas des forces de frottement sur les parois.

II.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques). Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains pour le dimensionnement des éléments de la structure.

Chapitre III

Dimensionnement des éléments secondaires de la structure

III.1 Introduction

Ce chapitre consiste à dimensionner les éléments secondaires de la structure (pannes, lisses, potelets) pour résister aux différentes sollicitations causées par les charges et les surcharges (G, Q, S, W).

III.2 Étude des éléments secondaires

III.2.1 Calcul des chéneaux

Le chéneau d'eaux est une conduite d'évacuation des eaux pluviales pour éviter la stagnation et assurer une bonne étanchéité de la toiture et de la construction.

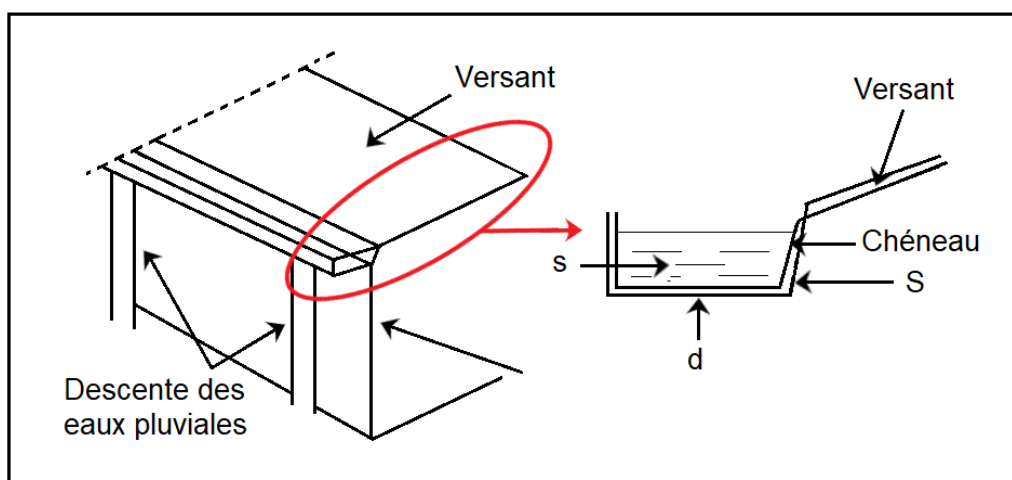


Figure III. 1 : Chéneau et sa coupe transversale.

III.2.1.1 Calcul de la section et du diamètre du chéneau

La section du chéneau sera déterminée comme suit :

$$\frac{s}{S} \geq \frac{63}{\sqrt{\frac{s}{d} \times p}}$$

Avec :

- s : section transversale du chéneau en cm².
- S : surface couverte du versant en m².
- d : périmètre de la section mouillée en cm.
- p : pente du chéneau : p = 2 mm/m.

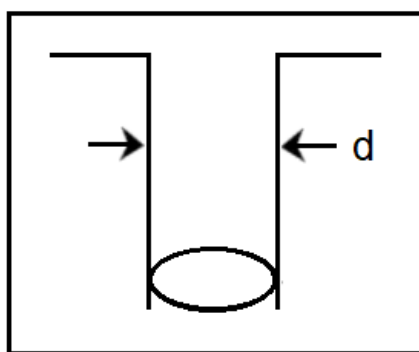


Figure III. 2 : Moignon cylindrique.

$$S = 27,5 \times 9,9 = 272,25 \text{ m}^2$$

Le chéneau est de type moignon cylindrique-sans trop plein.

Suivant les abaques $\begin{cases} s = 350 \text{ cm}^2 \\ d = 21 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow$ Abaque B1 et B2 (ANNEXE B)

III.2.2 Calcul des pannes

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en I ou U, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et de la surcharge d'entretien. Elles sont disposées perpendiculairement aux traverses des portiques, et elles sont calculées suivant les exigences de "CCM97".

III.2.2.1 Espacement entre les pannes

On suppose que la couverture de longueur 10,12 m est appuyée sur 7 appuis espacés de 1,6 m.

III.2.2.1.1 Charge à prendre en considération

- **Charge permanente**
Poids propre de la couverture en panneau sandwich TL75 G = 14,2 daN/m² (B.5 ANNEXE B).
- **Charge d'entretien**
La charge d'entretien est équivalente à deux charges concentrées de 100 daN situées au 1/3 et au 2/3 de la portée de la panne.

$$q_{\text{éq}} = \frac{8 \times q}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 5,5} = 48,48 \text{ daN/ml}$$

- **Action de la neige**
 $S = 17,47 \text{ daN/m}^2$
- **Action du vent**

$$W = - 184,73 \text{ daN/m}^2$$

$$W_s = + 46,18 \text{ daN/m}^2$$

III.2.2.1.2 Combinaisons des charges

- $q_1 = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times (14,2 \times 1,6) + 1,5 \times (48,48) = 103,392 \text{ daN/ml}$.
- $q_2 = 1,35 G + 1,5 W = 1,35 \times (14,2 \times 1,6) + 1,5 \times (-184,73 \times 1,6)$
 $q_2 = 1,35 G + 1,5 W = - 412,68 \text{ daN/ml}$.
- $q_3 = 1,35 G + 1,5 W_s = 1,35 \times (14,2 \times 1,6) + 1,5 \times (+46,18 \times 1,6)$
 $q_3 = 1,35 G + 1,5 W_s = +141,50 \text{ daN/ml}$.
- $q_4 = 1,35 G + 1,5 S = 1,35 \times (14,2 \times 1,6) + 1,5 \times (17,47 \times 1,6)$
 $q_4 = 1,35 G + 1,5 S = 72,6 \text{ daN/ml}$.
- $q_{\max} = \max(q_1 ; q_2 ; q_3 ; q_4) = - 412,68 \text{ daN/ml}$.

III.2.2.1.3 Moment maximal pour une poutre continue sur 7 appuis

Le moment maximal est déterminé selon l'abaque de MAQUART, le diagramme résultant des moments fléchissant est montré ci-dessous :

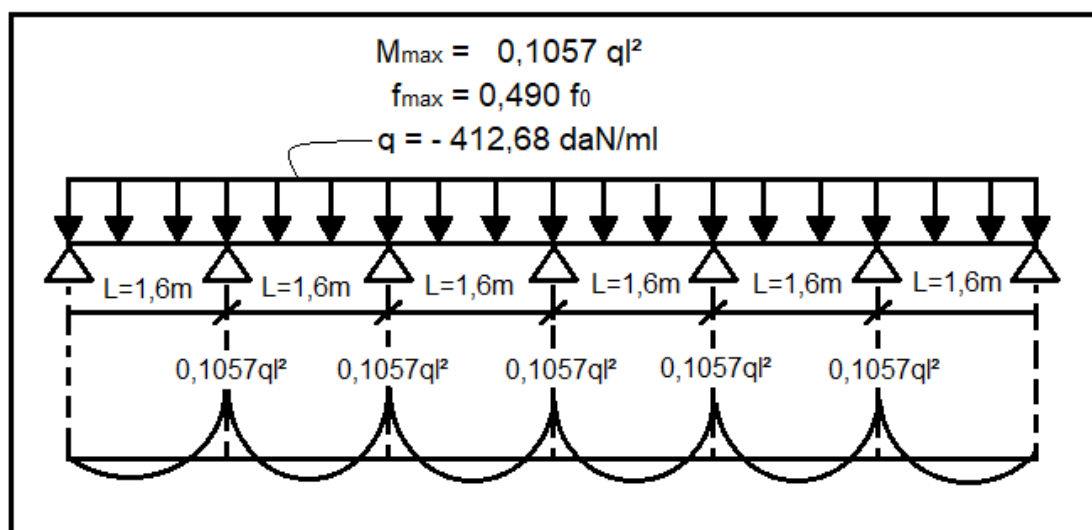


Figure III. 3 : Diagramme des moments fléchissant du panneau sandwich TL75.

III.2.2.1.4 Vérification de la flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq f_{\max}$

Avec :

$$f_{\max} = \frac{l}{200} = \frac{160}{200} = 0,8 \text{ cm}$$

$$f = 0,490 \times \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} = 0,490 \times \frac{5 \times 412,68 \times 10^{-2} \times 160^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 247,7} = 0,033 \text{ cm}$$

Chapitre III Dimensionnement des éléments secondaires de la structure

$$f = 0,033 \text{ cm} < f_{v\max} = 0,8 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.2.2 Dimensionnement des pannes

$$h \geq \frac{l}{40}$$

Avec : h : la hauteur de la panne ; l : la portée de la panne.

$$h \geq \frac{5500}{40} = 137,5 \text{ mm}$$

Alors on trouve IPE 140 (h = 140 mm).

Profilé	poids	section	Dimensions					Valeurs statiques			
	G 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
IPE 140	12,9	16,4	140	73	6,9	4,7	112,2	541	44,9	88,3	19,3

Tableau III. 1. Caractéristiques du profilé IPE140.

- **Charge permanentes**

Poids propre de la couverture en panneau sandwich : $g_c = 14,2 \text{ daN/m}^2$.

Poids propre d'IPE 140 : $g_p = 12,9 \text{ daN/m}$.

- **Charge d'entretien**

La charge d'entretien est équivalente à deux charges concentrées de 100 daN situées au 1/3 et au 2/3 de la portée de la panne.

- **Action climatique**

Neige : $S = 17,47 \text{ daN/m}^2$.

Vent : $W = - 184,73 \text{ daN/m}^2$; $W_s = + 46,18 \text{ daN/m}^2$.

III.2.2.2.1 Détermination des sollicitations

- La pente du versant

$$\alpha = 11,97^\circ \begin{cases} \cos(\alpha) = 0,978 \\ \sin(\alpha) = 0,207 \end{cases}$$

- Espacement entre pannes

$$e = 1,6 \text{ m.}$$

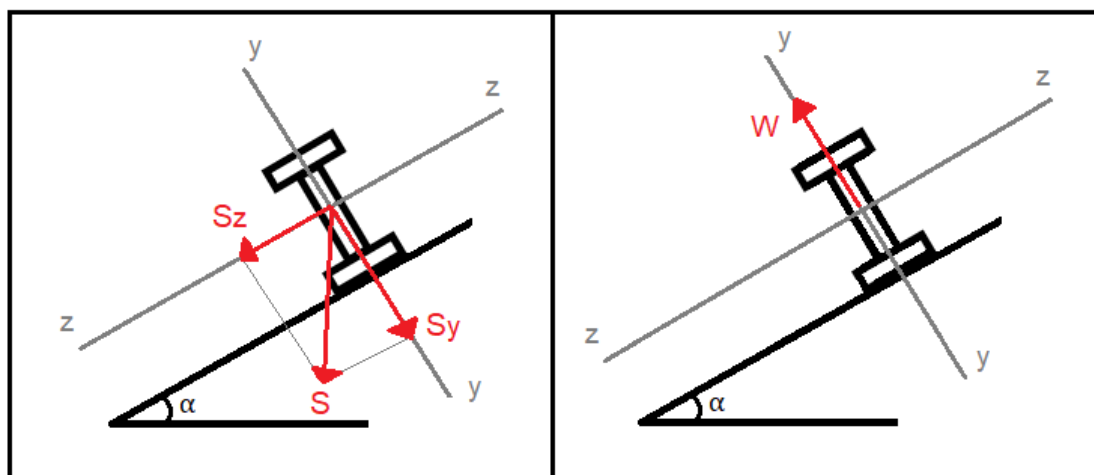


Figure III. 4 : Cas de l'effet de neige et vent.

		Plan y-y ($\cos \alpha$)	Plan z-z ($\sin \alpha$)
Charge	La pente du versant α (11,97°)	0,978	0,207
Charge permanente G	La couverture	$14,2 \times 1,6 \times \cos \alpha =$ 22,22 daN/ml	$14,2 \times 1,6 \times \sin \alpha =$ 4,70 daN/ml
	La panne	$12,9 \times \cos \alpha =$ 12,61 daN/ml	$12,9 \times \sin \alpha =$ 2,67 daN/ml
Surcharge d'entretien Q	Surcharge d'entretien	$48,48 \times \cos \alpha =$ 47,41 daN/ml	$48,48 \times \sin \alpha =$ 10,03 daN/ml
Action climatique	Neige S	$17,47 \times 1,6 \times \cos \alpha =$ 27,33 daN/ml	$17,47 \times 1,6 \times \sin \alpha =$ 5,78 daN/ml
	Vent W	$-184,73 \times 1,6 =$ - 295,568 daN/ml $+46,18 \times 1,6 =$ + 73,89 daN/ml	0

Tableau III. 2. Projection des charges sur les deux plans (y-y et z-z).

III.2.2.2.2 Combinaisons des charges

1) ELU

Selon Z

$$1,35G_z + 1,5Q_z = 1,35 (22,22 + 12,61) + 1,5 (47,41) = 118,13 \text{ daN/ml}$$

$$1,35G_z + 1,5S_z = 1,35 (22,22 + 12,61) + 1,5 (27,33) = 85,01 \text{ daN/ml}$$

Chapitre III Dimensionnement des éléments secondaires de la structure

$$1,35G_z + 1,5W_z = 1,35 (22,22 + 12,61) + 1,5 (-295,568) = -396,33 \text{ daN/ml}$$

$$1,35G_z + 1,5W_{s,z} = 1,35 (22,22 + 12,61) + 1,5 (+73,89) = +157,86 \text{ daN/ml}$$

$$\mathbf{q_{max} = q_z = - 396,33 \text{ daN/ml}}$$

Selon Y

$$1,35G_y + 1,5Q_y = 1,35 (4,7 + 2,67) + 1,5 (10,03) = 24,99 \text{ daN/ml}$$

$$1,35G_y + 1,5S_y = 1,35 (4,7 + 2,67) + 1,5 (5,78) = 18,61 \text{ daN/ml}$$

$$1,35G_y = 1,35 (4,7 + 2,67) = 9,94 \text{ daN/ml}$$

$$\mathbf{q_{max} = q_y = 24,99 \text{ daN/ml}}$$

2) ELS

Selon Z

$$G_z + Q_z = (22,22 + 12,61) + (47,41) = 82,24 \text{ daN/ml}$$

$$G_z + S_z = (22,22 + 12,61) + (27,33) = 62,16 \text{ daN/ml}$$

$$G_z + W_z = (22,22 + 12,61) + (-295,568) = -260,738 \text{ daN/ml}$$

$$G_z + W_{s,z} = (22,22 + 12,61) + (+73,89) = +108,72 \text{ daN/ml}$$

$$\mathbf{q_{max} = q_z = -260,738 \text{ daN/ml}}$$

Selon Y

$$G_y + Q_y = (4,7 + 2,67) + (10,03) = 17,4 \text{ daN/ml}$$

$$G_y + S_y = (4,7 + 2,67) + (5,78) = 13,15 \text{ daN/ml}$$

$$G_y = (4,7 + 2,67) = 7,37 \text{ daN/ml}$$

$$\mathbf{q_{max} = q_z = 17,4 \text{ daN/ml}}$$

III.2.2.2.3 Vérification des contraintes

Les pannes travaillent en flexion déviée, il faut que l'équation suivante soit vérifiée :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,Rd}} \right)^\beta \leq 1 \quad (\S 5.4.8(11)/CCM97)$$

Pour les profilés en I ou H : $\alpha = 2$ et $\beta = 1$.

Avec :

$$M_{y.sd} = \frac{q_z \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{396,33 \times \left(\frac{5,5}{2}\right)^2}{8} = 374,66 \text{ daN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{q_y \times L^2}{8} = \frac{24,99 \times 5,5^2}{8} = 94,49 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{88,3 \times 2350}{1,1} = 188640,90 \text{ daN.cm}$$

$$M_{plz.Rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{19,3 \times 2350}{1,1} = 41131,81 \text{ daN.cm}$$

$$\left(\frac{374,66 \times 10^2}{188640,90}\right)^2 + \left(\frac{94,49 \times 10^2}{41131,81}\right)^1 = 0,27 < 1 \text{ Condition Vérifiée.}$$

Donc, les pannes en IPE140 vérifient les contraintes de la flexion déviée.

III.2.2.2.4 Vérification de l'aptitude de service (ELS)

Il faut vérifier que :

$$f_y = 0,415 \times \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$f_z = \frac{5 \times q \times \left(\frac{L}{2}\right)^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

Avec :

$$q_y = 17,4 \text{ daN/ml (ELS).}$$

$$q_z = -260,738 \text{ daN/ml (ELS).}$$

Plan (y-y)

$$f_y = 0,415 \times \frac{5 \times q_y \times L^4}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$f_y = 0,415 \times \frac{5 \times 17,4 \times 10^{-2} \times 550^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 44,9} \leq f_{adm} = \frac{550}{200}$$

$$f_y = 0,91 \text{ cm} < f_{adm} = 2,75 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

Plan (z-z)

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times \left(\frac{L}{2}\right)^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

$$f_z = \frac{5 \times 260,738 \times 10^{-2} \times \left(\frac{550}{2}\right)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 541} \leq f_{adm} = \frac{550}{200}$$

$$f_z = 0,17 \text{ cm} < f_{adm} = 1,38 \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc : le profilé IPE140 satisfait les deux conditions de flèche.

III.2.2.3 Vérification de la panne au déversement

Le moment résistant de déversement est donné par :

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

Avec :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_A \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}} \quad (\text{\$5.5.2(1)/CCM97})$$

$\beta_A = 1$: pour la section de classe 1.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

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

$\alpha_{LT} = (0,21 \text{ pour les profilés laminés}).$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_A \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

Avec :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}} \quad (\text{Annexe B \$B. 1.3(3)/CCM97})$$

$$C_1 = 1,132 ; L = 550 \text{ cm.}$$

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2 \times (1 + 0,3)} = 80769,2 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{\pi^2 \times 21 \times 10^5 \times 44,9}{550^2} \times \sqrt{\frac{1,98 \times 10^3}{44,9} + \frac{550^2 \times 80769,2 \times 2,45}{\pi^2 \times 21 \times 10^5 \times 44,9}}$$

$$M_{cr} = 1,132 \times 3076,38 \times 26,21 = 91264,05 \text{ daN. cm} = 912,64 \text{ daN. m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 88,3 \times 2350}{91264,05}} = 1,50 > 0,4$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,5 - 0,2) + 1,5^2] = 1,76$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,76 + \sqrt{1,76^2 - 1,50^2}} = 0,37 < 1$$

Alors :

$$M_{b,Rd} = \frac{0,37 \times 1 \times 88,3 \times 2350}{1,1} = 69797,13 \text{ daN.cm} = 697,97 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_z \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} = \frac{396,33 \times \left(\frac{5,5}{2}\right)^2}{8} = 374,66 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,sd} = 374,66 \text{ daN.m} < M_{b,Rd} = 697,97 \text{ daN.m} \text{ Condition vérifiée.}$$

III.2.2.3.1 Calcul des liernes

Les liernes sont des tirants (barres rondes ou petites cornières) qui fonctionnent en traction pour éviter le déversement des pannes.

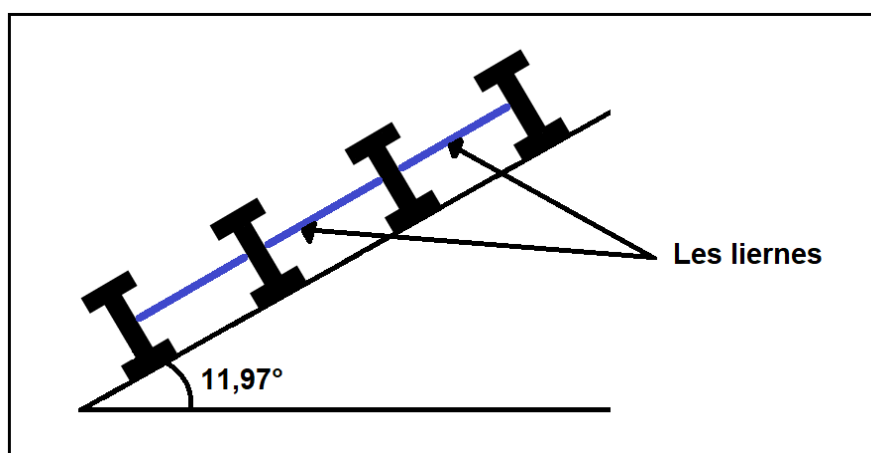


Figure III. 5 : Coupe transversale des liernes.

A) Calcul de l'effort maximal revenant aux liernes

Dans le plan (y-y), les pannes sont sur 3 appuis dont l'appui central est un appui élastique.

La direction au droit de cet appui est :

$$R = 1,25 \times q_y \times l_y$$

Avec :

Chapitre III Dimensionnement des éléments secondaires de la structure

$$q_y = 1,35 G_y + 1,5 Q_y$$

$$q_y = 1,35[14,2 \times 1,6 \times \sin(11,97^\circ) + 12,9 \times \sin(11,97^\circ)] \\ + 1,5 [48,48 \times \sin(11,97^\circ)]$$

$$q_y = 1,35 [4,7 + 2,67] + 1,5 [10,03] = 24,99 \text{ daN/ml}$$

$$R = 1,25 \times 24,99 \times 2,75 = 85,90 \text{ daN}$$

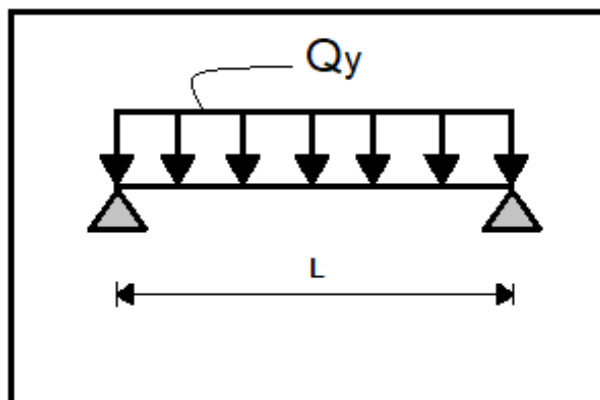


Figure III. 6 : Cas de l'effet de lierne.

On a 7 pannes par versant, les efforts dans les tronçons de lierne L_1 à L_6 sont les suivants :

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{85,90}{2} = 42,95 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L_2 :

$$T_2 = R + T_1 = 85,90 + 42,95 = 128,85 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L_3 :

$$T_3 = R + T_2 = 85,90 + 128,85 = 214,75 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L_4 :

$$T_4 = R + T_3 = 85,90 + 214,75 = 300,65 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L_5 :

$$T_5 = R + T_4 = 85,90 + 300,65 = 386,55 \text{ daN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L_6 :

$$\theta = \text{tg}^{-1} \left(\frac{1,6}{2,75} \right) = 30,19^\circ$$

$$2 \times T_6 \times \sin(\theta) = T_5$$

$$T_6 = \frac{T_5}{2 \times \sin(\theta)} = \frac{386,55}{2 \times \sin(30,19)} = 384,34 \text{ daN}$$

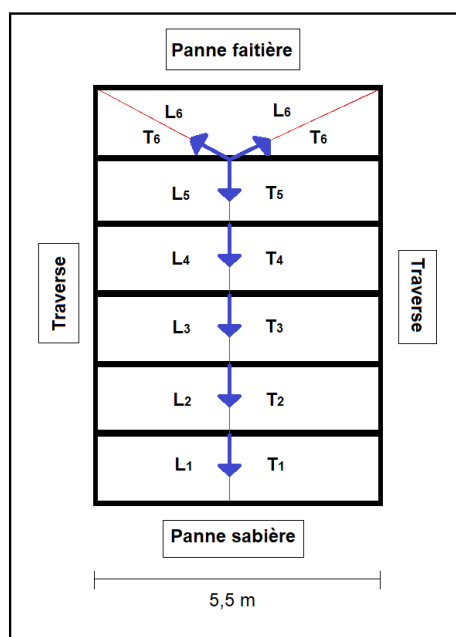


Figure III. 7 : Position des liernes.

B) Dimensionnement des liernes

Pour dimensionner les liernes tendues, on vérifie suivant les règles du CCM97 que :

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

Avec :

N_{sd} : Effort normal sollicitant : $N_{sd} = T_{\max} = 386,55 \text{ daN}$.

$N_{pl,Rd}$: Effort normal résistant :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A_s \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$N_{sd} \leq \frac{A_s \times f_y}{\gamma_{M_0}} \rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_{M_0} \times N_{sd}}{f_y}$$

$$\rightarrow A_s \geq \frac{1,1 \times 386,55}{2350}$$

$$\rightarrow A_s \geq 0,18 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{\pi \times \varnothing^2}{4} \geq 0,18 \rightarrow \varnothing \geq \sqrt{\frac{4 \times 0,18}{\pi}} \rightarrow \varnothing \geq 0,47 \text{ cm}$$

- **Conclusion**

On choisit les liernes des pannes de diamètre : $\varnothing = 8 \text{ mm}$.

III.2.2.3.2 Calcul de l'échantignolle

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux traverses.

Elle est dimensionnée en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement du vent et de l'effort suivant le versant.

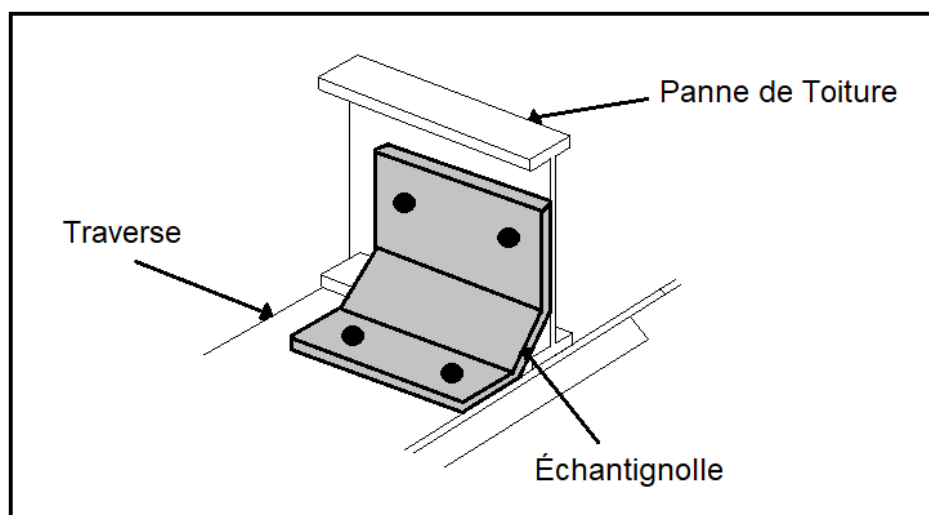


Figure III. 8 : Vue 3D de l'échantignolle.

A) Dimensionnement de l'échantignolle

a) L'excentrement ''t''

''t'' est limité par la condition suivante :

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

Pour un IPE 140 : $b_f = b = 73 \text{ mm}$

$$73 \text{ mm} \leq t \leq 109,5 \text{ mm}$$

Donc : on prend ; $t = 8 \text{ cm}$.

b) Calcul du moment de renversement '' M_r ''

Chapitre III Dimensionnement des éléments secondaires de la structure

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

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

$$q_{y,sd} = 1,35 \times G \times \sin\alpha$$

$$q_{y,sd} = 1,35 \times [12,9 + (14,2 \times 1,6)] \times \sin(11,97)$$

$$q_{y,sd} = 9,97 \text{ daN/ml}$$

$$\rightarrow R_y = q_{y,sd} \times \frac{l}{2} = 9,97 \times \frac{5,5}{2} = 27,42 \text{ daN}$$

$$q_{z,sd} = G \times \cos\alpha + 1,5 \times W$$

$$q_{z,sd} = [12,9 + (14,2 \times 1,6)] \times \cos(11,97) + 1,5 \times (-184,73)$$

$$q_{z,sd} = -242,25 \text{ daN/ml}$$

$$\rightarrow R_z = q_{z,sd} \times \frac{l}{2} = -242,25 \times \frac{5,5}{2} = -666,19 \text{ daN}$$

- **Echantignolle de rive**

$$\begin{cases} R_y = 27,42 \text{ daN} \\ R_z = -666,19 \text{ daN} \end{cases}$$

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

$$M_r = 666,19 \times 0,08 + 27,42 \times \frac{0,14}{2} = 55,21 \text{ daN.m}$$

- **Echantignolle intermédiaire**

$$\begin{cases} R_{y,int} = 2 \times 27,42 = 54,84 \text{ daN} \\ R_{z,int} = 2 \times -666,19 = -1332,38 \text{ daN} \end{cases}$$

$$M_r = R_{z,int} \times t + R_{y,int} \times \frac{h}{2} = 1332,38 \times 0,08 + 54,84 \times 0,07 = 110,43 \text{ daN.m}$$

c) calcul de l'épaisseur de l'échantignolle

Généralement les échantignolles sont de tôles pliées à froids, de classe minimale (classe3).

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

$$M_{sd} = M_r \leq \frac{w_{el} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$w_{el} \geq \frac{M_r \times \gamma_{M_0}}{f_y}$$

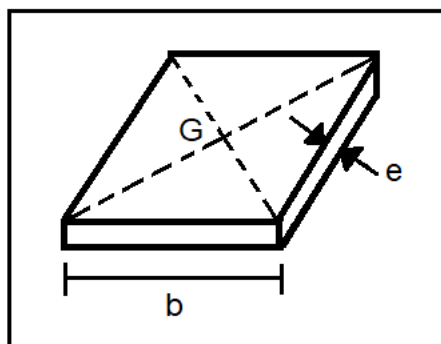
$$w_{el} \geq \frac{5521 \times 1,1}{2350}$$

$$w_{el} \geq 2,58 \text{ cm}^3$$

$$w_{el} = \frac{b \times e^2}{6} \quad (\text{Pour les sections rectangulaires})$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times w_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 2,58}{14}} = 1,05 \text{ cm}$$

Donc : on prend un échantignolle d'épaisseur $e = 12 \text{ mm}$



III.2.2.4 Vérification de la résistance au voilement par cisaillement

$$\frac{d}{t_w} \leq 69 \varepsilon \quad (\S 5.6.1(1)/CCM97)$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 < 69$$

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

III.2.2.5 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

La stabilité au flambement sera vérifiée suivant la condition :

$$\frac{d}{t_w} \leq k \times \frac{E}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad (\S 5.7.7(1)/CCM97)$$

Chapitre III Dimensionnement des éléments secondaires de la structure

Avec :

$$A_w : \text{Aire de l'âme} : A_w = t_w \times (h - 2 \times t_f).$$

$$A_w = 4,7 \times (140 - 2 \times 6,9) = 593,14 \text{ mm}^2.$$

$$A_{fc} : \text{Aire de la semelle comprimée} : A_{fc} = b \times t_f.$$

$$A_{fc} = 73 \times 6,9 = 503,7 \text{ mm}^2.$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2.$$

$k = 0,3$ (Pour une semelle de classe I).

$$\left\{ \begin{array}{l} k \times \frac{E}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{593,14}{503,7}} = 290,91 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 \end{array} \right.$$

Donc :

$$23,87 < 290,91 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Conclusion :**

On choisit le profilé IPE140 pour les pannes.

III.2.3 Dimensionnement des lisses de bardage

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IPE, UPE) ou des profilés minces pliés, disposées horizontalement, elles se portent sur les poteaux de portique ou éventuellement sur les potelets intermédiaires.

III.2.3.1 Espacement des lisses de bardage

La structure en charpente métallique a une hauteur des poteaux de 10 m, donc, nous ferons le bardage sur toute cette hauteur.

- Espacement entre les lisses : $e = 1.5 \text{ m}$.
- Nombre des lisses de bardage : $n = 6$.

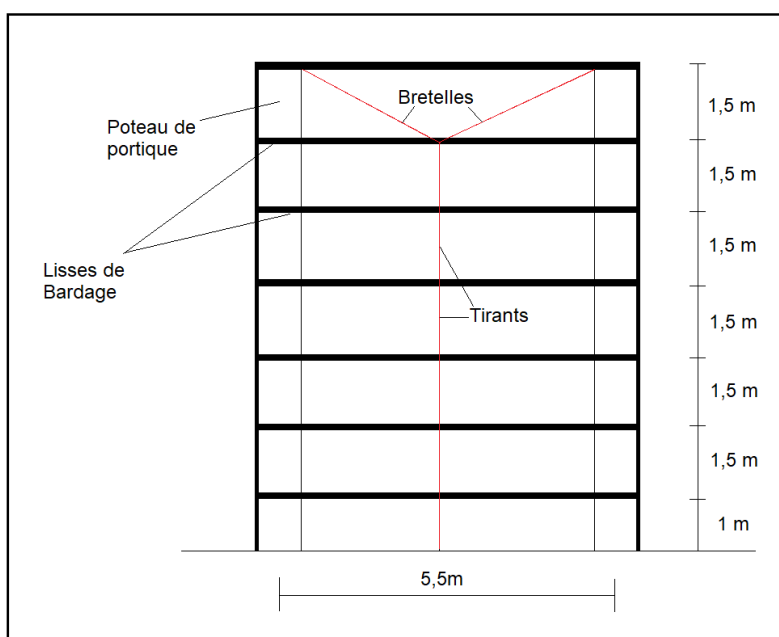


Figure III. 9 : Coupe longitudinale sur les lisses de bardage.

III.2.3.2 Dimensionnement des lisses de bardage

III.2.3.2.1 Évaluation des charges et surcharges

- Charges permanentes (perpendiculaires à l'âme)

Poids du bardage (panneaux sandwich LL35) : $G = 10,9 \text{ daN/m}^2$. (B.4 ANNEXE B)

- Surcharge climatique (dans le plan de l'âme)
Pression du vent : $W = -135,55 \text{ daN/m}^2$.

III.2.3.2.2 Prédimensionnement des lisses de bardage

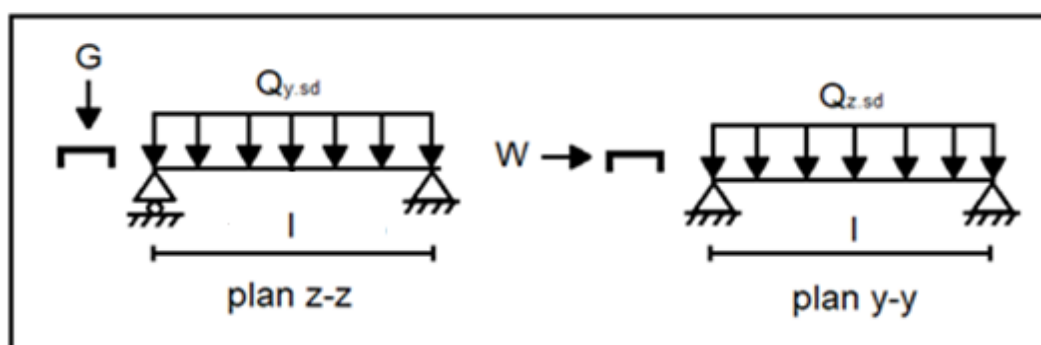


Figure III. 10 : La répartition des charges sur les lisses de bardage.

- Les charges de la phase de construction sont :

$$q_y = 1,5 \times (10,9) = 16,35 \text{ daN/ml}$$

$$q_z = 1,5 \times (135,55) = 203,33 \text{ daN/ml}$$

- On utilise la formule de la flèche pour le prédimensionnement :

Chapitre III Dimensionnement des éléments secondaires de la structure

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} \rightarrow I \geq \frac{5 \times 200 \times q \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_z \geq \frac{5 \times 200 \times q_y \times L^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 200 \times 16,35 \times 10^{-2} \times \left(\frac{550}{2}\right)^3}{384 \times 21 \times 10^5} = 4,22 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 200 \times q_z \times L^3}{384 \times E} = \frac{5 \times 200 \times 203,33 \times 10^{-2} \times 550^3}{384 \times 21 \times 10^5} = 419,51 \text{ cm}^4$$

→ Donc on propose un UPE140 :

Profilé	poids	section	Dimensions					Valeurs statiques			
	G 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
UPE140	14,5	18,4	140	65	9	5	98	600	78,8	98,8	33,2

Tableau III. 3. Caractéristiques du profilé UPE140.

III.2.3.2.3 Vérification des contraintes

La lisse travaille à la flexion déviée (dans les deux plans) et la formule de vérification est donnée comme suite :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,Rd}}\right)^\beta \leq 1 \quad (\S 5.4.8(11)/CCM97)$$

Pour les profilés en U : $\alpha = 1$ et $\beta = 1$.

Avec :

- **Flexion suivant l'axe z-z**

$$q_y = 1,35 \times (10,9 \times 1,5 + 14,5) = 41,65 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z,sd} = q_y \times \frac{\left(\frac{L_z}{2}\right)^2}{8} = 41,65 \times \frac{\left(\frac{5,5}{2}\right)^2}{8} = 39,37 \text{ daN.m}$$

- **Flexion suivant l'axe y-y**

$$q_z = 1,5 \times (135,55 \times 1,5) = 304,99 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = q_z \times \frac{\left(\frac{L_z}{2}\right)^2}{8} = 304,99 \times \frac{5,5^2}{8} = 1153,24 \text{ daN.m}$$

Chapitre III Dimensionnement des éléments secondaires de la structure

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{98,8 \times 2350}{1,1} = 211072,72 \text{ daN.cm}$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{33,2 \times 2350}{1,1} = 70927,27 \text{ daN.cm}$$

D'où :

$$\left(\frac{1153,24 \times 10^2}{211072,72}\right)^1 + \left(\frac{39,37 \times 10^2}{70927,27}\right)^1 = 0,6 < 1 \text{ Condition Vérifiée.}$$

III.2.3.2.4 Vérification de la flèche UPE140

- **Plan (y-y) (poutre sur trois appuis)**

$$f_y = 0,415 \times \frac{5 \times q_y \times \left(\frac{L_z}{2}\right)^4}{384 \times E \times I_z} \leq f_{adm} = \frac{L_y}{200}$$

$$q_y = (10,9 \times 1,5 + 14,5) = 30,85 \text{ daN/ml (ELS)}$$

$$f_y = 0,415 \times \frac{5 \times 30,85 \times 10^{-2} \times \left(\frac{550}{2}\right)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 78,8} \leq f_{adm} = \frac{275}{200}$$

$$f_y = 0,06 \text{ cm} < f_{adm} = 1,375 \text{ cm Condition vérifiée.}$$

- **Plan (z-z) (poutre sur deux appuis)**

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times L_z^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L_z}{200}$$

$$q_z = (135,55 \times 1,5) = 203,33 \text{ daN/ml (ELS)}$$

$$f_z = \frac{5 \times 203,33 \times 10^{-2} \times 550^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 600} \leq f_{adm} = \frac{550}{200}$$

$$f_z = 1,92 \text{ cm} < f_{adm} = 2,75 \text{ cm Condition vérifiée.}$$

- **Conclusion**

Le profilé UPE140 convient pour la lisse de bardage.

III.2.4 Dimensionnement des potelets

III.2.4.1 Définition

Les potelets sont des profilés en I ou H (le plus souvent utilisés) pour rigidifier le bardage et résister aux efforts du vent.

Chapitre III Dimensionnement des éléments secondaires de la structure

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités et fonctionnent à la flexion composée (flexion sous l'action du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses qui lui sont associées).

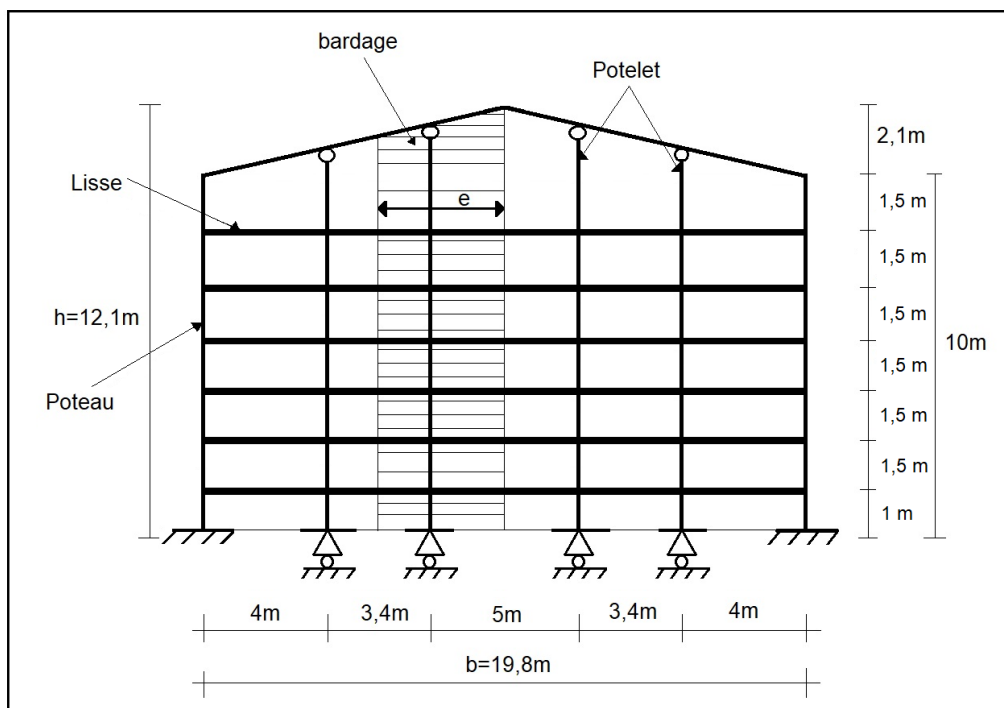


Figure III. 11 : Schéma représentatif pour les potelets.

III.2.4.2 Pré dimensionnement des potelets

Le pré dimensionnement des potelets se fait par la condition de flèche :

$$f = \frac{5 \times q_z \times h^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{\max} = \frac{L}{200}$$

Avec : $q_z = W \times e$

- W : pression du vent (la charge du vent la plus défavorable lorsque le vent frappe les parois verticales). ($w = -135,55 \text{ daN/m}^2$).
- e : la largeur de la surface sollicitée sur le potelet le plus élancé. ($e = 4,2 \text{ m}$).
 $q_z = W \times e = 135,55 \times 4,2 = 569,31 \text{ daN/ml}$.
- h : la hauteur maximale de potelet le plus sollicité.
 $h = 10 + 7,4 \times \text{tg}(11,97) = 11,56 \text{ m}$.

$$I_y \geq \frac{200 \times 5 \times q_z \times h^4}{384 \times E \times L}$$

$$I_y \geq \frac{200 \times 5 \times 569,31 \times 10^{-2} \times 1156^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1156}$$

Chapitre III Dimensionnement des éléments secondaires de la structure

$$I_y \geq 10906,15 \text{ cm}^4$$

On adopte un HEA300 ($I_y = 18260 \text{ cm}^4$).

Profilé	poids	section	Dimensions					Valeurs statiques			
	G 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
HEA 300	88,3	112,5	290	300	14	8,5	208	18260	6310	1383	641,2

Tableau III. 4. Caractéristiques du profilé HEA300.

III.2.4.3 Détermination des sollicitations

III.2.4.3.1 Évaluation des charges et surcharges

a - Charges permanentes G

- Poids propre de bardage (LL35)

$$g_b = 10,9 \text{ daN/m}^2$$

- Poids propre de la lisse (UPE140)

$$g_1 = 14,5 \text{ daN/m}$$

- Poids propre du potelet (HEA300)

$$g_p = 88,3 \text{ daN/m}$$

$$G = (10,9 \times 11,56 \times 4,2) + (14,5 \times 6 \times 4,2) + (88,3 \times 11,56) = 1915,36 \text{ daN.}$$

b - Charge climatique

- $W = 135,55 \times 4,2 = 569,31 \text{ daN/ml.}$

III.2.4.3.2 Combinaisons des charges

a- ELU

- $N_{sd} = 1,35 G = 1,35 \times 1915,36 = 2585,74 \text{ daN.}$
- $q_z = 1,5 W = 1,5 \times 569,31 = 853,96 \text{ daN/ml.}$

III.2.4.4 Vérification de la stabilité de potelet

III.2.4.4.1 Vérification de la résistance à la flexion composée

$$M_{sd} \leq M_{N,y,Rd} = M_{pl,y} \left[\frac{1-n}{1-0,5a} \right] \text{ (§5.4.8.1(4)/CCM97)}$$

Où :

Chapitre III Dimensionnement des éléments secondaires de la structure

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \text{ avec : } \begin{cases} N_{sd} = 2585,74 \text{ daN} \\ N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{112,5 \times 2350}{1,1} = 240340,90 \text{ daN} \end{cases}$$
$$n = \frac{2585,74}{240340,90} = 0,010$$

Et :

$$a = \frac{A - 2 \times b \times t_f}{A} = \frac{11250 - 2 \times 300 \times 14}{11250} = 0,25 < 0,5$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1383 \times 2350}{1,1} = 2954590,90 \text{ daN.cm} = 29545,90 \text{ daN.m}$$

$$M_{N,y,Rd} = 2954590,90 \left[\frac{1 - 0,010}{1 - 0,5 \times 0,25} \right]$$

$$M_{N,y,Rd} = 3342908,56 \text{ daN.cm} = 33429,08 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_z \times L_y^2}{8} = \frac{853,96 \times 10^{-2} \times 1156^2}{8} = 1426471,86 \text{ daN.cm}$$
$$= 14264,71 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 14264,71 \text{ daN.m} < M_{N,y,Rd} = 33429,08 \text{ daN.m}$ Condition vérifiée.

III.2.4.4.2 Vérification de la résistance à la flexion composée (élément comprimé et fléchi)

a- La longueur de flambement

- Autour de l'axe z-z (dans le plan de l'âme) le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur, donc : $L_f = L_y = 11,56 \text{ m}$ (Articulé – Articulé).
- Autour de l'axes y-y (perpendiculaire à l'âme) le potelet ne flambe pas sur toute la hauteur car il est empêché par les lisses de bardage, donc :
 $L_f = L_z = 1,5 \text{ m}$ (Articulé – Articulé).

b- Calcul des élancements

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{1156}{12,74} = 90,74 \\ \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{150}{7,49} = 20,03 \end{cases}$$

c- Calcul de l'élancement critique

Chapitre III Dimensionnement des éléments secondaires de la structure

La nuance d'acier S235 ($f_y = 235\text{MPa}$).

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{235}} = 3,14 \times \sqrt{\frac{21 \times 10^4}{235}} = 93,9$$

d- Calcul des élancements réduits

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{90,74}{93,9} = 0,97 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{20,03}{93,9} = 0,21 \end{cases}$$

e- Calcul du coefficient de réduction χ_{\min}

$$\begin{cases} \phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \\ \phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \end{cases}$$

Pour HEA300 :

$$\frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,96 < 1,2$$

$$t_f = 14 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur d'imperfection α
y-y	b	0,34
z-z	c	0,49

Tableau III. 5. Facteur d'imperfection α pour HEA 300.

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,97 - 0,2) + 0,97^2] = 1,10$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,21 - 0,2) + 0,21^2] = 0,52$$

$$\begin{cases} \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,10 + \sqrt{1,10^2 - 0,97^2}} = 0,73 \\ \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,52 + \sqrt{0,52^2 - 0,21^2}} = 1 \end{cases}$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = 0,73$$

f- Calcul K_y

Chapitre III Dimensionnement des éléments secondaires de la structure

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

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$$\mu_y = 0,97 \times (2 \times 1,1 - 4) + \frac{1383 - 1260}{1260} = -1,65 < 0,9$$

Avec $\beta_{My} = 1,8 - 0,7\psi = 1,8 - 0,7(1) = 1,1$

D'où :

$$k_y = 1 - \frac{-1,65 \times 2503,52}{0,73 \times 112,5 \times 2350} = 1,02 < 1,5$$

g- Calcul K_{LT}

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,21 \times 1,1 - 0,15 = -0,12 < 0,9$$

Avec $\beta_{MLT} = 1,1$

D'où :

$$K_{LT} = 1 - \frac{-0,12 \times 2503,52}{1 \times 112,5 \times 2350} = 1 < 1,5$$

h- Calcul χ_{LT}

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{\sqrt{C_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{1156/7,49}{\sqrt{1,132} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1156/7,49}{29/1,4} \right)^2 \right]^{0,25}} = 104,06$$

Chapitre III Dimensionnement des éléments secondaires de la structure

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{104,06}{93,9} = 1,10 > 0,4 \quad (\text{il y a un risque de déversement})$$

La formule de vérification de la section sera comme suit :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{\frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M_1}}} \leq 1 \quad (\S 5.5.4(2)(a)/CCM97)$$

On a : $M_{z,sd} = 0$, la formule devient :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M_1}}} \leq 1$$

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

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,10 - 0,2) + 1,10^2] = 1,19$$

Avec : $\alpha_{LT} = 0,21$ (pour les profilés laminés)

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,19 + \sqrt{1,19^2 - 1,10^2}} = 0,60 < 1$$

$$\frac{2585,74}{1 \times \frac{112,5 \times 2350}{1,1}} + \frac{1 \times 1426471,86}{0,60 \times \frac{1383 \times 2350}{1,1}} = 0,82 < 1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Conclusion**

On choisit le profilé HEA300 car il vérifie toutes les conditions de flèche, et la résistance à la flexion composée.

III.3 Conclusion

À travers ce chapitre. On conclut d'après les calculs faits que les profilés IPE140 (pannes), UPE140 (lisse) et HEA300 (potelets) assurent le bon fonctionnement et vérifient les conditions de résistance.

Chapitre IV

Calcul et dimensionnement du chemin de roulement

IV.1 Introduction

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

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

IV.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 IV. 1 : Schéma 3D du pont roulant.

IV.2.1 Différents types de ponts roulants

Les types les plus courants de pont roulant sur des poutres de roulements élevés sont :

- Les ponts roulants posés constitués d'une poutre simple ou double portant entre les chariots d'extrémité.

- Les ponts roulants suspendus avec des chariots d'extrémité spéciaux pour lesquels les roues se déplacent sur la semelle inférieure des poutres de roulements.

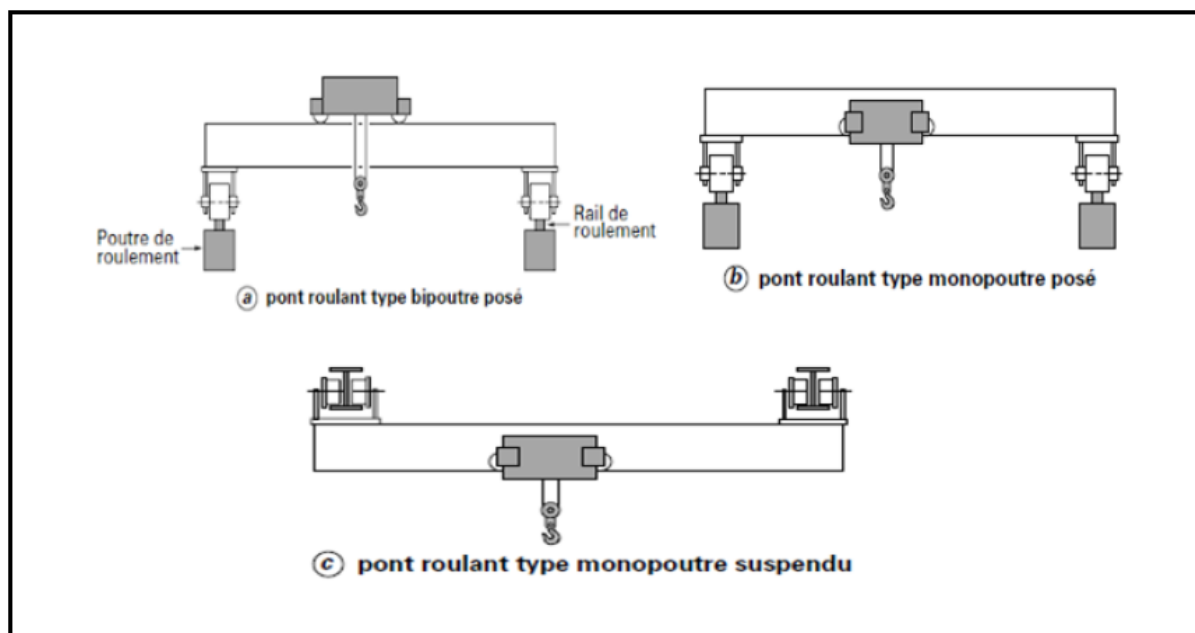


Figure IV. 2 : Différents types de pont roulant.

IV.2.2 Eléments constitutifs du pont roulant

- **Ossature**
C'est l'ensemble de la charpente, il contient les éléments suivants : poutres principales (passerelle plus garde-corps) et sommier.
- **Chariot**
C'est l'ensemble auquel est suspendu la mécanique 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 supporté par une console qui est sollicitée 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.
- **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 de roulement sont simples ou continues. Leurs appuis sont constitués par corbeaux fixés sur les montants de cadres de la halle.

IV.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).

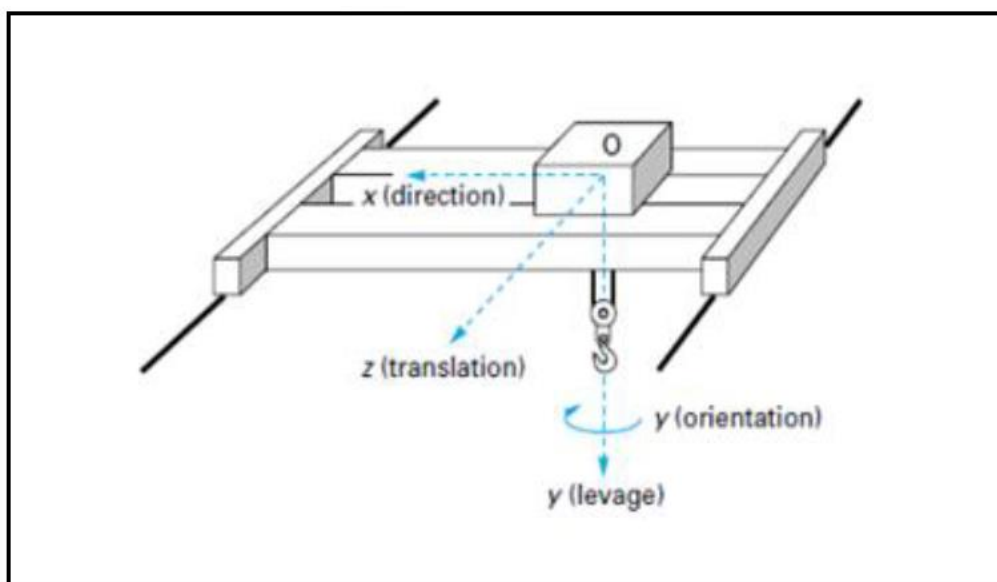


Figure IV. 3 : Différents mouvements d'un pont roulant.

Dans notre cas, le pont roulant que comporte notre structure est constitué de deux poutres « **Pont roulant bipoutre** », de longueur **17,8 m** supportant une charge de **10 tonnes**. (Annexe C- C.1)

IV.2.4 Caractéristiques du pont roulant

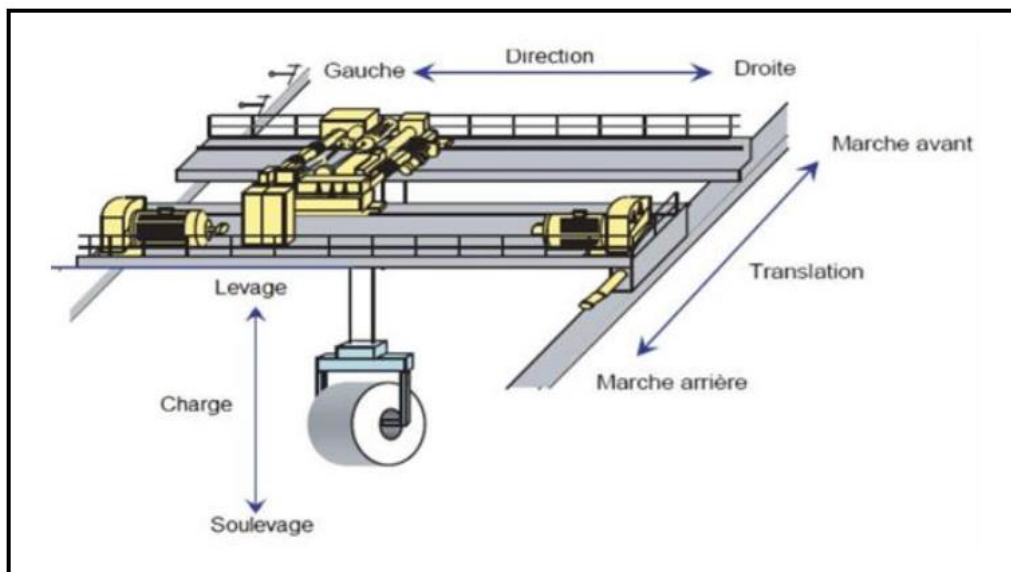


Figure IV. 4 : Schéma 3D du pont roulant.

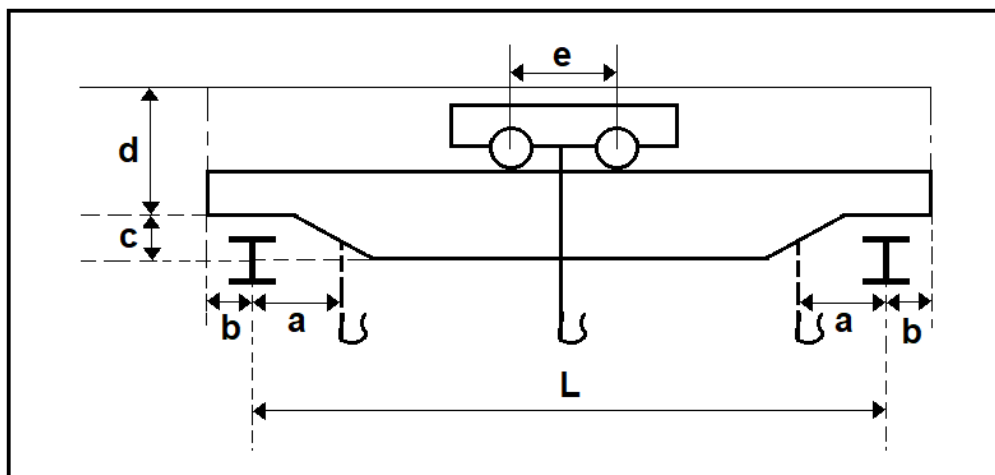


Figure IV. 5 : Schéma 2D du pont roulant.

Les deux tableaux représentent les différentes caractéristiques du pont roulant : (Annexe C- C.2)

Puissance N (tonnes)	L_{pr} (m)	b (m)	a_{min} (m)	c (m)	d (m)	e (m)
10	17,8	0,30	0,9	0,55	1,9	3,34

Tableau IV. 1. Caractéristiques géométriques du pont roulant.

Caractéristiques	Indice	Valeurs
Capacité du pont	N	10 tonnes
Portée du pont	L_{pr}	17,8 m
Empattement (distance entre les deux galets du pont)	e	3,34 m
Poids du pont et de ses équipements	B	14,24 tonnes
Poids du chariot	K	4 tonnes
Poids total	B+K	18,24 tonnes
Longueur de la poutre de roulement	l	5,5 m
Distance minimale du chariot à la poutre de roulement	a_{min}	0,9 m
Vitesse de levage	V_l	6m/mm
Vitesse de direction du chariot	V_D	30m/mm
Vitesse de translation du pont	V_t	80m/mm
Réaction maximale des galets	R_{Max}	10,22 tonne
Réaction minimale des galets	R_{Min}	3,91 tonne

Tableau IV. 2. Caractéristiques du pont roulant.

IV.3 Classification des ponts roulants (Annexe C- C.3 et C.4)

Les ponts roulants sont classés selon deux critères :

- L'intensité de l'usage du pont.
- La variation des charges soulevées.

* Groupes d'utilisation

I : les ponts utilisent très souvent avec leur charge nominale.

II : les ponts utilisent avec leur charge nominale.

III : les ponts utilisent rarement leur charge nominale.

* Classes d'utilisation (Annexe C- C.4)

Classe A : utilisation occasionnelle avec longues périodes de repos.

Classe B : utilisation régulière en service intermittent.

Classe C : utilisation régulière avec service intensif.

* Coefficients d'utilisation (Annexe C- C.3)

Selon le CTICM, pour le calcul des chemins de roulement, on utilise deux coefficients :

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

Ψ : coefficient de majoration dynamique des réactions verticales :

Ψ_1 : chemin de roulement.

Ψ_2 : support de chemin de roulement.

Groupe du pont roulant	c	Chemin de roulement ψ_1	Support du roulement ψ_2	Classement			
				A-1	A-2	B-1	C-1
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-3		C-3

Tableau IV. 3. Coefficient et classement des ponts roulants.

- **Condition d'utilisation**
Utilisation régulière en service intermittent → **Classe B**
- **Etat de charge**
Soulèvement régulier de charges voisines de la charge nominale → **Etat de charge 2**

$$D'o\grave{u} : \begin{cases} \text{Classe B} \\ \text{Etat de charge 2} \end{cases} \rightarrow \text{Groupe II}$$

IV.4 Définition et calcul des charges

IV.4.1 Charges verticales ($R_{V_{\max}}$)

- Le poids des poutres de roulement.
- Le poids du pont, du chariot et de la charge soulevée
- Les surcharges sur passerelles si elles existent.

$$R_{V_{\max}} = \psi_1 \cdot R_{\max} = 1,15 \times 102,20 = 117,53 \text{ KN}$$

$$R_{V_{\min}} = \psi_1 \cdot R_{\min} = 1,15 \times 39,10 = 44,97 \text{ KN}$$

IV.4.2 Charges horizontales transversales ($R_{H_{\max}}$)

- Réaction transversale provoquée par le roulement.
- Freinage de direction.
- Vent sur la poutre dans le cas des poutres de roulement à l'extérieur du hangar.

IV.4.2.1 Palan au milieu de la portée du pont (Annexe C-C.5)

$$R_{H1\max} = \pm [0,024 \times (K + N + B) \times \frac{L_{pr}}{e} + 0,021 \times (N + K)] = 39,05 \text{ KN}$$

$$R_{H1\min} = \pm [0,024 \times (K + N + B) \times \frac{L_{pr}}{e} - 0,021 \times (N + K)] = 33,18 \text{ KN}$$

IV.4.2.2 Palan à distance minimale du chemin de roulement (Annexe C-C.5)

$$R_{H2max} = \pm [0,0052 \times (K + N + 5B) \times \frac{L_{pr}}{e} + 0,021 \times (N + K)] = 26,55 \text{ KN}$$

$$R_{H2min} = \pm [0,0052 \times (K + N + 5B) \times \frac{L_{pr}}{e} - 0,021 \times (N + K)] = 20,62 \text{ KN}$$

IV.4.3 Charges horizontales longitudinales (R_{Lmax})

- Freinage longitudinal (de translation)
- Effet de tamponnement
- Vent sur pont s'il est à l'extérieur du hangar

$$R_{Lmax} = C \times R_{max} = 0,2 \times 102,20 = 20,44 \text{ KN}$$

$$R_{Lmin} = C \times R_{min} = 0,2 \times 39,10 = 7,82 \text{ KN}$$

IV.5 Choix du rail

Dans notre cas, on adopte des rails A55 maintenues avec des crapauds.

Rail	Poids kg/m	B mm	H mm	P mm	Section A cm ²	I _x Cm ⁴	I _y Cm ⁴
A 55	31,8	55	65	150	40,7	178	337

Tableau IV. 4. Caractéristiques du rail A55.

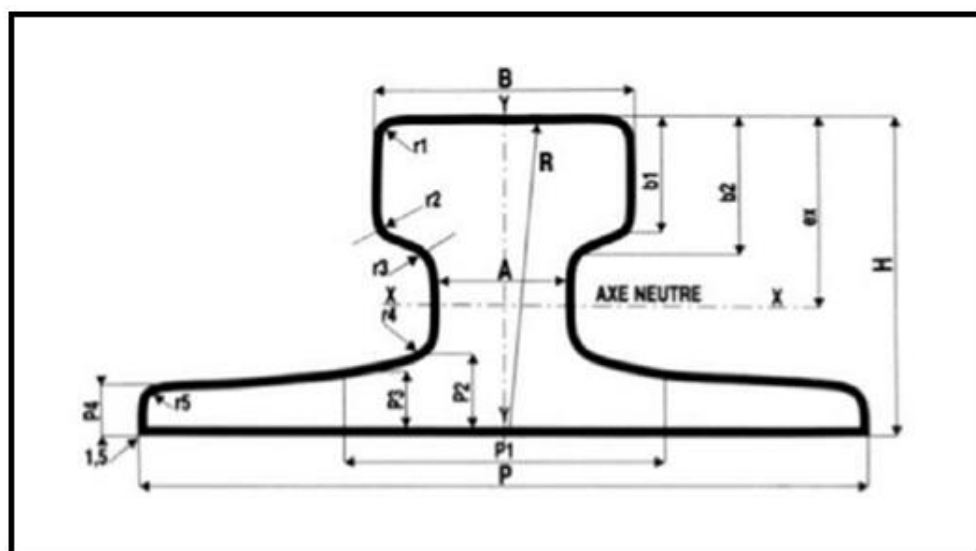


Figure IV. 6 : Caractéristiques géométriques du rail.

IV.5.1 Dimensions du crapaud

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									
A 55	120	740	85	60	22	38	17	7	24	20	29

Tableau IV. 5 . Dimensions du crapaud.

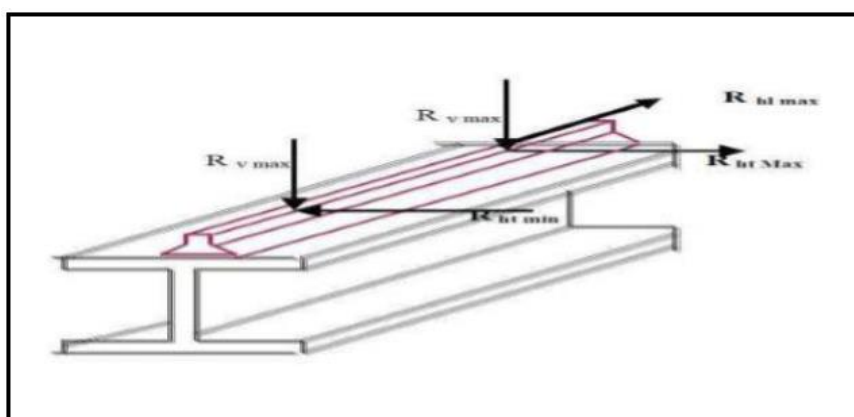


Figure IV. 7 : Schéma de la poutre de roulement avec le rail.

IV.6 Dimensionnement 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.

IV.6.1 Condition de la flèche

D'après le CTICM, le dimensionnement de la poutre de roulement se fait avec la condition de flèche.

La flèche admissible est obtenue quand les deux charges sont en position symétrique par rapport au milieu de la poutre, il faut vérifier donc que :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L}{750} = \frac{550}{750} = 0,73 \text{ cm}$$

On prendra en compte seulement la première travée où il existe la flèche maximale car l'influence des charges est faible pour les autres travées.

- Les deux charges sur galets

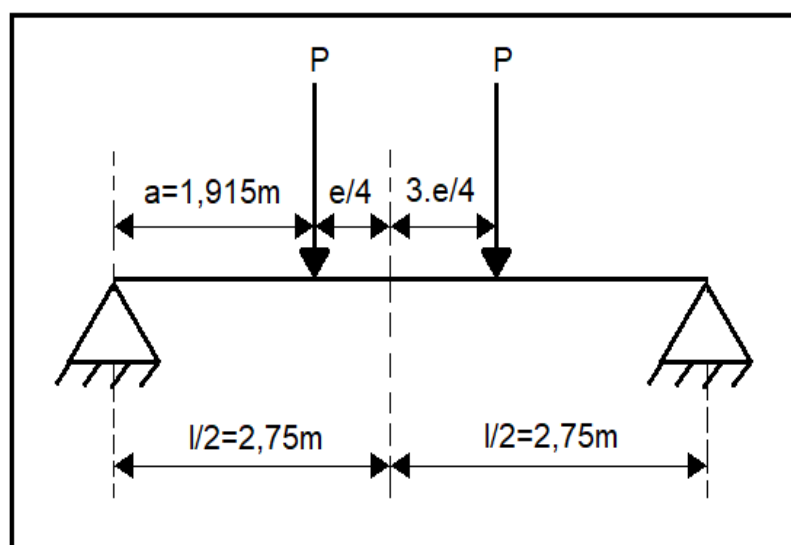


Figure IV. 8 : Schéma statique des galets.

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

Avec : $L = 5500 \text{ mm}$

$$a = \left(\frac{L}{2} - \frac{e}{4}\right) = 1915 \text{ mm}$$

$$P = R_{V\max} = 117530 \text{ N}$$

$$E = 21 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$$

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

$$I_y \geq \frac{117530 \times 1915 \times 5500^2 \times (3 \times 5500^2 - 4 \times 1915^2)}{7,3 \times 24 \times 21 \times 10^4 \times 5500^2}$$

$$I_y \geq 46541,55 \text{ cm}^4$$

→ Selon le moment d'inertie obtenu, on choisira un **HEB 400**

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	G Kg/m		A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	W _{Ply} Cm ³	W _{Plz} Cm ³	I _y Cm ⁴
HEB 400	155	197,8	400	300	24	13,5	298	3232	1104	57680	10820

Tableau IV. 6. Caractéristiques du profilé HEB 400.

IV.6.2 Vérification de la flèche

$$f \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{750} = \frac{550}{750} = 0,73 \text{ cm}$$

Avec : $f = f_1 + f_2$

- Les deux charges sur galets

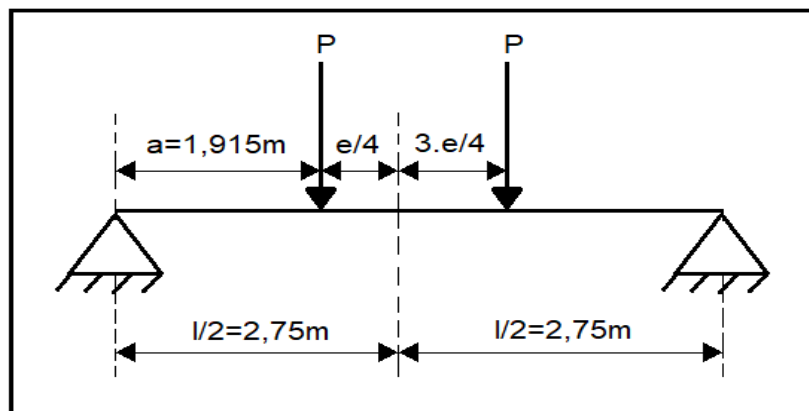


Figure IV. 9 : Schéma statique des galets.

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

$$f_1 = \frac{117530 \times 1915 \times 5500^2}{24 \times 21 \times 10^4 \times 57680 \times 10^4} \times \left(3 - \frac{4 \times 1915^2}{5500^2} \right)$$

$$f_1 = 5,89 \text{ mm}$$

- Le poids propre de la poutre

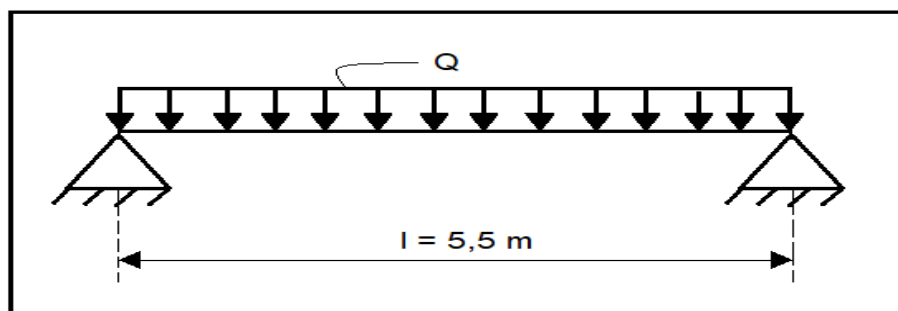


Figure IV. 10 : Schéma statique de la poutre de roulement.

$$Q = G_{\text{poutre}} + G_{\text{rail}} = 155 + 31,8 = 186,8 \text{ Kg/m.}$$

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

$$f_2 = \frac{5 \times 186,8 \times 10^{-2} \times 5500^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 57680 \times 10^4}$$

$$f_2 = 0,183 \text{ mm}$$

$$\rightarrow f = f_1 + f_2 = 5,89 + 0,183 = 6,073 \text{ mm} = 0,60 \text{ cm}$$

$$\rightarrow f = 0,60 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 0,73 \text{ cm}$$

Donc : la poutre de roulement en **HEB 400** vérifie la condition de la flèche.

IV.6.3 Détermination de la classe du profilé de la poutre de roulement

- **Classe de l'âme fléchie (Annexe C-C.6)**

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

Avec :

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

$$d = 298 \text{ mm}$$

$$t_w = 13,5 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \frac{d}{t_w} = \frac{298}{13,5} = 22,07 < 72 \cdot \varepsilon = 72 \times 1 = 72$$

→ Donc : l'âme est de classe **1**.

- **Classe de la semelle comprimée (Annexe C-C.6)**

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

Avec :

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

$$c = 300/2 = 150 \text{ mm}$$

$$t_f = 24 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \frac{c}{t_f} = \frac{150}{24} = 6,25 < 10 \varepsilon = 10 \times 1 = 10$$

→ Donc : la semelle est de classe **1**.

Donc : la section globale du profilé **HEB 400** est de classe **1**.

IV.6.4 Résistance du profilé sous charges verticales

- **Vérification de l'effort tranchant à L'ELU**

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

Avec :

- **V_{plrd} : Résistance ultime au cisaillement :**

$$V_{pl,rd} = \frac{0,58 \cdot A_V \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

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

$$A_V = 197,8 \times 10^2 - 300 \times 24 + 24 \times (13,5 + 2 \times 27)$$

$$A_V = 14200 \text{ mm}^2$$

D'où :

$$V_{pl,rd} = \frac{0,58 \times 14200 \times 235}{1,1} = 1759,51 \text{ KN}$$

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

$$V_{sd} = 1,35 V_{pp} + 1,5 V_v$$

V_v : Effort tranchant due à la réaction R_v :

$$V_v = R_{v_{\max}} \cdot \frac{4 \cdot a}{L} = \frac{117,53 \times 4 \times 1915}{5500} = 163,68 \text{ KN}$$

V_{pp} : Effort tranchant due au poids propre (HEB 400 +A55) :

$$G = G_{\text{poutre}} + G_{\text{rail}} = 155 + 31,8 = 186,8 \text{ daN/m}$$

$$V_{pp} = \frac{G \cdot L}{2} = \frac{1,868 \times 5,5}{2} = 5,14 \text{ KN}$$

$$\rightarrow V_{sd} = 1,35 \times 5,14 + 1,5 \times 163,68 = 252,46 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 252,46 \text{ KN} < V_{plrd} = 1759,51 \text{ KN}$$

Donc : la poutre de roulement en **HEB 400** résiste à l'effort tranchant.

$$V_{sd} = 252,46 \text{ KN} < 0,5 \times V_{plrd} = 879,76 \text{ KN}$$

Donc : l'effet de l'effort tranchant peut être négligé.

Alors : la vérification se fait à la flexion seule.

- **Vérification du moment fléchissant à L'ELU**

$$M_{y,sd} \leq M_{c,Rd}$$

Avec :

➤ $M_{c,Rd}$: Moment résistant de la section transversale à la flexion :

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{3232 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 690,47 \text{ KN.m}$$

➤ $M_{y,sd} = 1,35 \cdot M_{pp} + 1,5 M_v$

✓ M_v : Moment due à la réaction R_v :

$$M_v = \frac{R_{Vmax}}{4 \cdot L} \times \left(L - \frac{e}{2}\right)^2 = \frac{117,53}{4 \times 5,5} \times \left(5,5 - \frac{3,34}{2}\right)^2 = 78,33 \text{ KN.m}$$

M_{pp} = Moment due au poids propre (**HEB 400 + A55**) :

$$M_{pp} = \frac{G \cdot L^2}{8} = \frac{1,868 \times 5,5^2}{8} = 7,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 1,35 \cdot M_{pp} + 1,5 \cdot M_v = 1,35 \times 7,06 + 1,5 \times 78,36 = 127,07 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{y,sd} = 127,07 \text{ KN.m} < M_{c,Rd} = 690,47 \text{ KN.m}$$

Donc : la poutre de roulement en HEB 400 est stable sous l'effet des charges verticales.

IV.6.5 Vérification sous charge horizontale

$$M_{sd} < M_{c,Rd}$$

Avec :

➤ $M_{c,Rd}$: moment résistant de la section transversale à la flexion :

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{1104 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 235,85 \text{ KN.m}$$

➤ M_{sd} : moment sollicitant due à R_H :

$$M_{sd} = \frac{2 \cdot R_{Hmax}}{L} \times \left(\frac{L}{2} - \frac{e}{4}\right)^2 = \frac{2 \times 38,9}{5,5} \times \left(\frac{5,5}{2} - \frac{3,34}{4}\right)^2 = 51,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 51,87 \text{ KN.m} < M_{c,Rd} = 235,85 \text{ KN.m}$$

Donc : la poutre de roulement en **HEB 400** est stable sous l'effet des charges horizontales.

IV.6.6 Résistance de l'âme au voilement par cisaillement

$$\text{Si : } \frac{d}{t_w} \leq 69 \cdot \varepsilon$$

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

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298}{13,5} = 22,07 < 69 \varepsilon = 69 \times 1 = 69$$

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

IV.6.7 Résistance au déversement

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

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec : $\beta_w = 1$ (Section de classe **I**)

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

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

$\alpha_{LT} = 0,21$ (pour les profilés laminés).

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

Pour toutes sections courantes en I ou H à semelles égales, l'approximation ci-après place en sécurité :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} \quad (\text{Annexe B § B. 2.2(5)/CCM97})$$

Avec :

$$C_1 = 1,046 \quad (\text{Annexe B – tableau B. 1.2 /CCM97})$$

L : Longueur de la poutre = 550 cm

$$\lambda_{LT} = \frac{550/7,4}{1,046^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{550/7,4}{40/2,4} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 61,15$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \times 1 = 93,9$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{61,15}{93,9} \times \sqrt{1} = 0,65 > 0,4$$

Donc : il y'a un risque de déversement.

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}}$$

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

$$\alpha_{LT} = 0,21 \quad (\text{pour les profilés laminés})$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,65 - 0,2) + 0,65^2] = 0,76$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,76 + \sqrt{0,76^2 - 0,65^2}} = 0,87$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{Lt} \cdot \beta_W \cdot W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_1}}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,87 \times 1 \times 3232 \times 2350}{1,1} = 600,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 51,87 \text{ KN.m} < M_{b,Rd} = 600,71 \text{ KN.m} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc : la stabilité de la poutre de roulement en **HEB 400** au déversement est assurée.

IV.6.8 Résistance de l'âme à la charge transversale

- Résistance à l'écrasement

Selon le règlement de calcul **CCM97** nous avons :

$$f_{sd} \leq R_{yrd}$$

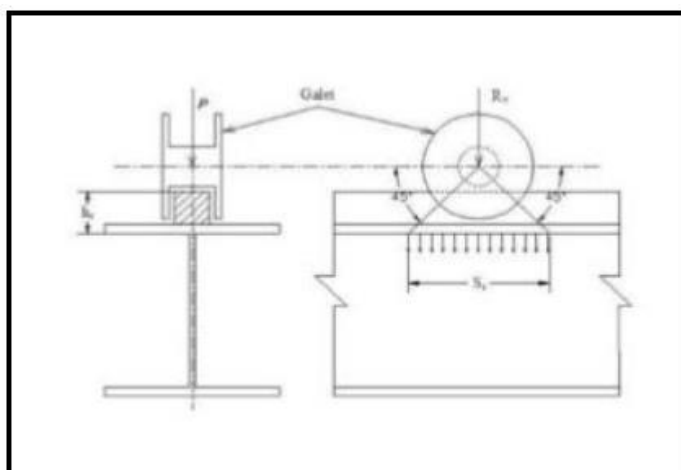


Figure IV. 11 : l'effort dû à l'écrasement.

Avec :

$R_{y,Rd}$: l'effort résistant à l'écrasement :

$$R_{y,Rd} = S_y \cdot t_w \cdot f_{yw} / \gamma_{M_1}$$

D' où : S_y : longueur d'appui rigide :

$$S_y = 2 \times (h_r + t_f) \times \sqrt{[1 - (\gamma_{M_0} \cdot \sigma_{fed} / f_{yf})^2]}$$

h_r : la hauteur du rail $\rightarrow h_r = 65$ mm

t_f : largeur de l'âme du profilé $\rightarrow t_f = 24$ mm

σ_{fed} : la contrainte longitudinale dans la semelle :

$$\sigma_{fed} = \frac{M_{y,sd}}{W_{el,y}} = \frac{51,87 \times 10^6}{2884 \times 10^3} = 17,985 \text{ N/mm}^2$$

$$S_y = 2 \times (65 + 24) \times \sqrt{[1 - (1,1 \times 17,985 / 235)^2]} = 177,368 \text{ mm}$$

$$D' où : R_{y,Rd} = (177,368 \times 13,5 \times 235) / 1,1 = 511,545 \text{ KN}$$

$$f_{sd} = R_{Vmax} = 117,53 \text{ KN} < R_{y,Rd} = 511,545 \text{ KN}$$

Donc : l'âme de la poutre de roulement en **HEB 400** résiste à la charge transversale.

- **Résistance à l'enfoncement local**

Selon le **CCM97**, il faut satisfaire les conditions suivantes :

$$f_{sd} \leq R_{a,Rd}$$

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

$$\frac{f_{sd}}{R_{a,Rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{c,Rd}} \leq 1,5$$

Avec :

$$R_{a,Rd} = 0,5 \times t_W^2 \times (E \cdot f_{wy})^{0,5} \times \left[\left(\frac{t_f}{t_W} \right)^{0,5} + 3 \times \left(\frac{t_W}{t_f} \right)^{0,5} \times \left(\frac{S_s}{d} \right) \right] / \gamma_{M_0}$$

$$R_{a,Rd} = 0,5 \times 13,5^2 \times (210000 \times 235)^{0,5} \cdot \left[\left(\frac{24}{13,5} \right)^{0,5} + 3 \times \left(\frac{13,5}{24} \right)^{0,5} \times \left(\frac{93,13}{298} \right) \right] / 1,1$$

$$R_{a,Rd} = 1185,124 \text{ KN}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{3232 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 690,472 \text{ KN.m}$$

D'où :

$$f_{sd} = R_{Vmax} = 117,53 \text{ KN} < R_{a,Rd} = 1185,124 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_{ysd} = 51,87 \text{ KN} < M_{c,Rd} = 690,472 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{f_{sd}}{R_{a,Rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{c,Rd}} = \frac{117,53}{1185,124} + \frac{51,87}{690,472} = 0,17 < 1,5 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : la poutre de roulement en **HEB 400** résiste à l'enfoncement local.

IV.6.9 Résistance au voilement de l'âme

Selon le règlement **CCM97**: $b_{eff} \leq b$

$$\text{On a: } b_{eff} = \sqrt{h^2 + S_s^2} = \sqrt{400^2 + 93,13^2} = 410,698 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } b_{eff} = 410,698 \text{ mm} > b = 300 \text{ mm}$$

Donc : 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 8 mm. Chaque 1 m le long du chemin de roulement.

IV.6.10 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 :

$$A_w = t_w \times (h - 2 \times t_f) = 13,5 \times (400 - 2 \times 24) = 4752 \text{ mm}^2$$

A_{fc} : l'aire de la semelle comprimée :

$$A_{fc} = b \times t_f = 300 \times 24 = 7200 \text{ mm}^2$$

f_{yt} : la limite élasticité de la semelle comprimée : $f_{yt} = 235 \text{ N/mm}^2$

K : coefficient pris égale à 0,3 pour une semelle de classe I.

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298}{13,5} = 22,07$$

$$K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{4752}{7200}} = 217,79$$

$22,07 < 217,79$ Condition vérifiée.

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

IV.7 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.

IV.7.1 Charge verticale sur le chemin de roulement

- **Charge non pondérée**

$$P_1 = Q \times L + R_{V\max} \times \left(2 - \frac{e}{L}\right)$$

$$P_1 = 1,868 \times 5,5 + 117,53 \times \left(2 - \frac{3,34}{5,5}\right) = 173,969 \text{ KN}$$

- **Charge pondérée**

$$P_2 = 1,35 \times Q \times L + 1,5 \times R_{V\max} \times \left(2 - \frac{e}{L}\right)$$

$$P_2 = 1,35 \times 1,868 \times 5,5 + 1,5 \times 117,53 \times \left(2 - \frac{3,34}{5,5}\right)$$

$$P_2 = 259,40 \text{ KN}$$

IV.7.2 Charge horizontale sur le chemin de roulement

$$P_H = 1,5 \cdot R_{H\max} \times \psi_2 \times \left(1 - \frac{e}{L}\right)$$

$$P_H = 1,5 \times 39,05 \times 1,05 \times \left(1 - \frac{3,34}{5,5}\right) = 24,154 \text{ KN}$$

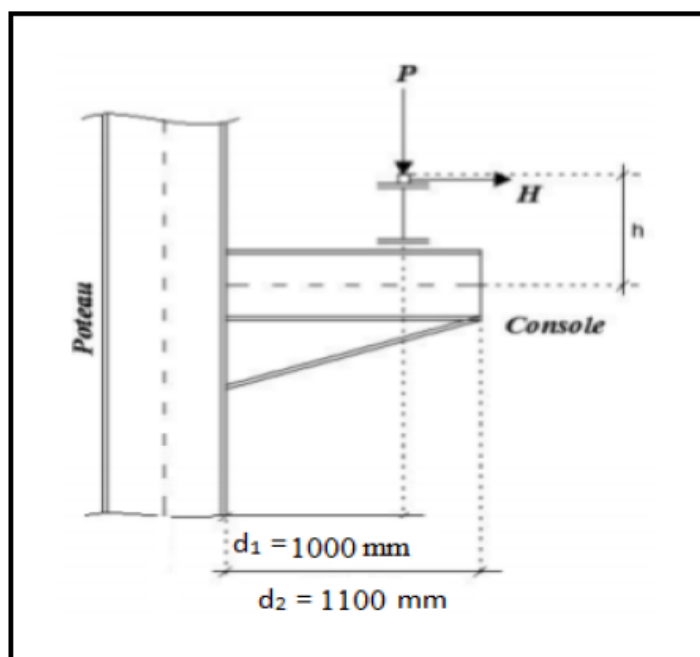


Figure IV. 12 : Support de chemin de roulement.

IV.7.3 Dimensionnement du support de chemin de roulement

La flèche du support de roulement est limitée à : $d/500$

Avec : $d = d_1 = 1000 \text{ mm}$

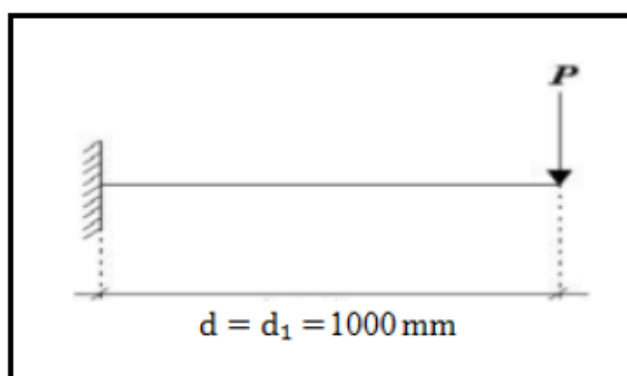


Figure IV. 13 : Schéma statique du support de roulement.

$$f = P_1 \times \frac{d^3}{3 \cdot E \cdot I} \leq \frac{d}{500}$$

$$I \geq \frac{P_1 \cdot d^2 \cdot 500}{3 \cdot E}$$

$$I \geq \frac{173969 \cdot 1000^2 \cdot 500}{3 \times 21 \times 10^4} = 13807,0634 \text{ cm}^4$$

Selon le moment d'inertie obtenu, on choisira HEB 260 :

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	G Kg /m		A Cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	I _y cm ⁴
HEB 260	93	118,4	260	260	17,5	10	177	1283	602,2	14920	5135

Tableau IV. 7. Caractéristiques du profilé HEB 260.

IV.7.4 Détermination de la classe de la section transversale du chemin de roulement

- Classe de l'âme fléchie (Annexe C-C.6)

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

Avec :

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

$$d = 177 \text{ mm}$$

$$t_w = 10 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \frac{d}{t_w} = \frac{177}{10} = 17,7 < 72 \cdot \varepsilon = 72 \times 1 = 72 \rightarrow \text{Donc : l'âme est de classe 1.}$$

- **Classe de la semelle comprimée (Annexe C-C.6)**

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

Avec :

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

$$c = \frac{260}{2} = 130 \text{ mm}$$

$$t_f = 17,5 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \frac{c}{t_f} = \frac{130}{17,5} = 7,43 < 10 \varepsilon = 10 \times 1 = 10 \rightarrow \text{Donc : la semelle est de classe 1.}$$

Donc : la section globale du profilé **HEB 260** est de classe **1**.

IV.7.5 Vérification 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 :

$$A_w = t_w \times (h - 2 \times t_f) = 10 \times (260 - 2 \times 17,5) = 2250 \text{ mm}^2$$

A_{fc} : l'aire de la semelle comprimée :

$$A_{fc} = b \times t_f = 260 \times 17,5 = 4550 \text{ mm}^2$$

f_{yt} : la limite élasticité de la semelle comprimée : $f_{yt} = 235 \text{ N/mm}^2$

K : coefficient pris égale à 0,3 pour une semelle de classe I.

$$\frac{d}{t_w} = \frac{177}{10} = 17,7 < K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{2250}{4550}} = 188,51$$

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

IV.7.6 Vérification à l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

Avec :

➤ **$V_{pl,Rd}$: Résistance ultime au cisaillement :**

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_V \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}}$$

Avec :

• A_V : l'aire de cisaillement pour les profilés en H :

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

$$A_V = 118,4 \times 10^2 - 2 \times 260 \times 17,5 + 17,5 \times (10 + 2 \times 27)$$

$$A_V = 1725 \text{ mm}^2$$

D'où :

$$V_{pl,Rd} = \frac{1725 \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 212,76 \text{ KN}$$

➤ **V_{sd} : Effort tranchant sollicitant**

$$V_{sd} = P_2 = 259,40 \text{ KN} > V_{pl,Rd} = 212,76 \text{ KN} \rightarrow M_{c,Rd} = M_{V,Rd}$$

$$M_{V,Rd} = \left(W_{ply} - \frac{\rho \cdot A_V^2}{4 \cdot t_w}\right) \times f_y / \gamma_{M_0}$$

Avec :

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{sd}}{V_{plrd}} - 1\right)^2 = \left(\frac{2 \times 259,40}{212,76} - 1\right)^2 = 2,06$$

$$M_{V,Rd} = \left(1283 \times 10^3 - \frac{2,06 \times 1725^2}{4 \times 10}\right) \times 235 / 1,1 = 2413,156 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = P_2 \times L = 259,40 \times 1 = 259,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 259,40 \text{ KN.m} < M_{V,Rd} = 2413,156 \text{ KN.m}$$

Donc : le support de roulement en HEB 260 Vérifiée l'effort tranchant.

IV.7.7 Vérification de la flèche

$$f_{\max} < f_{\text{adm}}$$

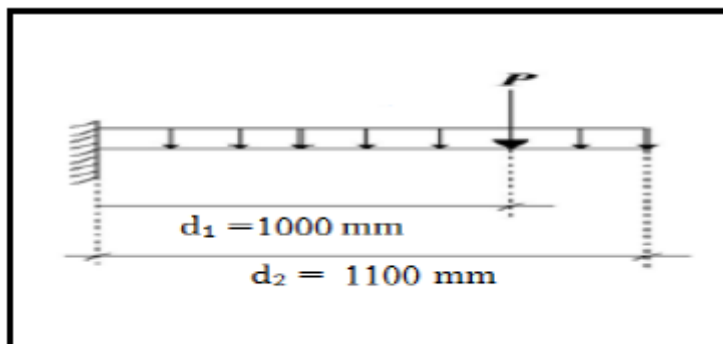


Figure IV. 14 : Vérification de la flèche.

$$f_{\max} = \frac{P_1 \cdot d_1^3}{3 \cdot E \cdot I_y} + \frac{P_{\text{pr(HEB260)}} \cdot d_2^4}{8 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{\max} = \frac{173969 \times 100^3}{3 \times (21 \times 10^6) \times 14920} + \frac{93 \times 10^{-1} \times 110^4}{8 \times (21 \times 10^6) \times 14920}$$

$$f_{\max} = 0,18 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = \frac{d_2}{500} = \frac{110}{500} = 0,22 \text{ cm}$$

Donc : le support de roulement en **HEB 260** vérifie la flèche.

IV.8 Conclusion

A travers ce chapitre qui présente les caractéristiques et le fonctionnement du pont roulant en prenant en compte les charges soulevées. On conclut, d'après les calculs faits que pour assurer un bon fonctionnement du pont roulant étudié, le profilé en HEB 400 vérifie bien les conditions de résistance et de stabilité de la poutre de roulement.

Chapitre V

Étude sismique

V.1 Introduction

Les actions sismiques sur un ouvrage sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations.

Les forces d'inertie créées par leur masse, qui s'opposent aux mouvements, permettent aux constructions de résister à ces mouvements entraînants.

L'objectif visé dans ce chapitre est de déterminer les efforts sismiques susceptibles qui sollicitent la structure. Pour ce faire, il est nécessaire de faire appel à l'une des trois méthodes de calcul préconisées par le « règlement parasismique Algérien **RPA 99/V2003(D.T.R-B.C-2.48)** », qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse).
- La méthode d'analyse dynamique par un accélérogrammes.

Suivant la particularité de la structure, le calcul de la structure se fera par la méthode d'analyse modale spectrale car elle représente une répartition verticale et horizontale des forces sismiques.

V.2 Principe de la méthode

Le principe de cette méthode consiste en la détermination des modes de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inertie.

V.3 Critères de classification de l'ouvrage par le RPA99/V2003

D'après le **RPA99/V2003**, l'ouvrage se trouve dans la commune de Tamazoura –wilaya d'Ain Témouchent est classé en zone IIa (sismicité moyenne). Cet ouvrage représente une halle industriel, il est considéré comme groupe d'usage 2 (ouvrages d'importance moyenne).

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol très meuble (catégorie S4).

V.4 Analyse dynamique de la structure

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamique propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non amorti. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximaux lors d'un séisme.

V.4.1 Modélisation de la structure

La modélisation est l'établissement d'un modèle numérique à partir de la structure réelle, ceci sera suivi par certaines modifications afin de se rapprocher du comportement réel de la structure.

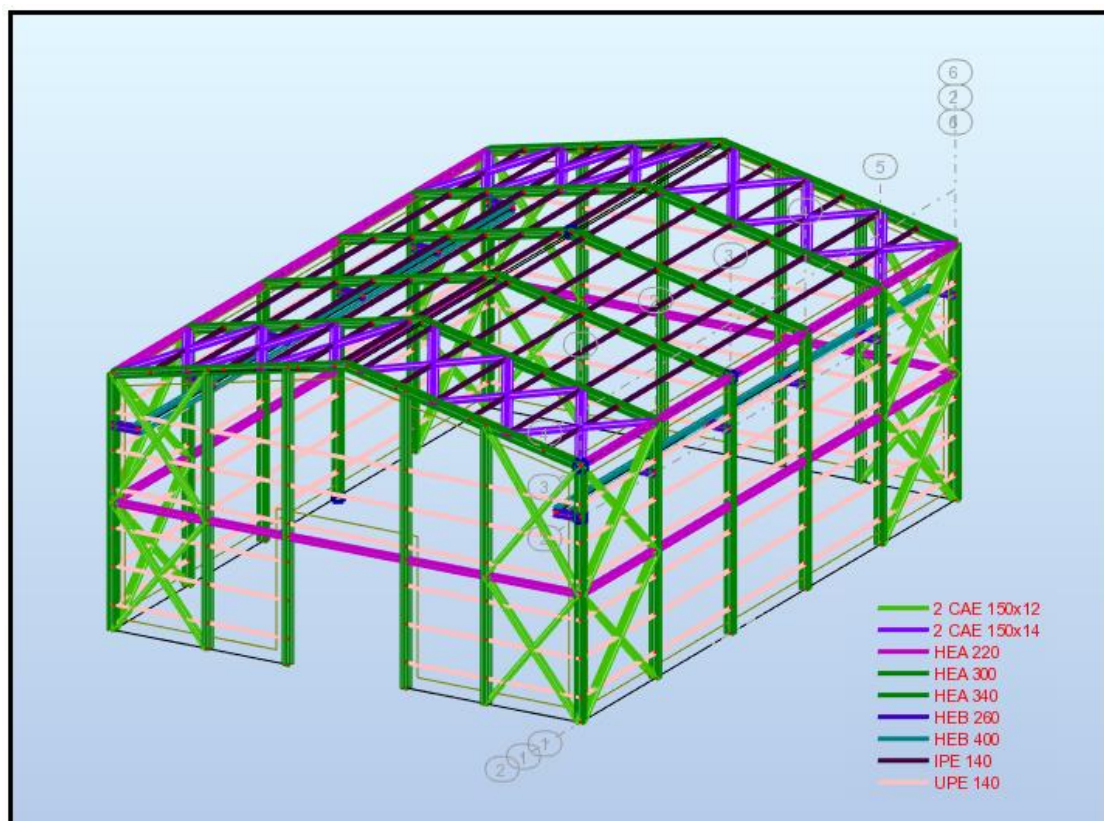


Figure V. 1 : Modèle de la structure en 3D.

V.4.2 Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$S_a/g = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad (\S 4.3.3 \text{ RPA99/V2003})$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

{ Zone sismique IIa (commune de Tamazoura – wilaya d’Ain Témouchent)
 { Groupe d’usage 2 (ouvrages d’importance moyenne)

→ $\mathbf{A} = 0,15$ (Tableau 4.1 RPA99/V2003).

- ξ : le pourcentage d’amortissement critique est une valeur en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages. Dans notre structure, on a des portiques en acier avec un remplissage dense.
→ $\xi = 5 \%$ (Tableau 4.2 RPA99/V2003).
- η : facteur de correction d’amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \quad (\S 4.2.3(4.3)RPA99/V2003)$$

D’où :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 5}} = 1 > 0,7 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- T_1 et T_2 sont les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site :

$$\text{Site très meuble } S_4 \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,70 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{Tableau 4.7 RPA99/V2003})$$

- R : Coefficient de comportement global de la structure est en fonction du système de contreventement.

Dans la structure :

- Suivant l’axe (X), Mixte portiques/palées triangulées en \mathbf{X} :
→ $\mathbf{R} = 5$ (Tableau 4.3 RPA99/V2003)
- Suivant l’axe (Y), Mixte portiques/palées triangulées en \mathbf{X} :
→ $\mathbf{R} = 5$

- Q : Facteur de qualité donné par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Avec :

P_q : Valeur des pénalités (Tableau 4.4 RPA99/V2003)

Critère q	P _q	
	Suivant X (pignon)	Suivant Y (long pan)
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0
2. Redondance en plan	0,05	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
$\sum_1^5 P_q$	0,20	0,10
$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$	1,20	1,10

Tableau V. 1. Facteur de qualité suivant les deux sens.

V.4.3 Analyse modale spectrale

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone sismique IIa (wilaya d'Ain Témouchent).
- Groupe d'usage 2 (ouvrages d'importance moyenne).
- Site très meuble (S_4).
- Pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$).
- Coefficient de comportement ($R = 5$ pour la direction X)
- Coefficient de comportement ($R = 5$ pour la direction Y)
- Facteur de qualité suivant X ($Q_x = 1,20$).
- Facteur de qualité suivant Y ($Q_y = 1,10$).

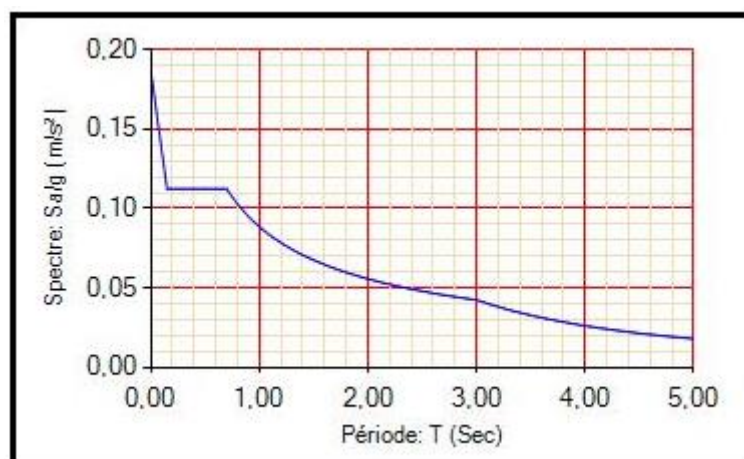


Figure V. 2 : Spectre de réponse suivant X.

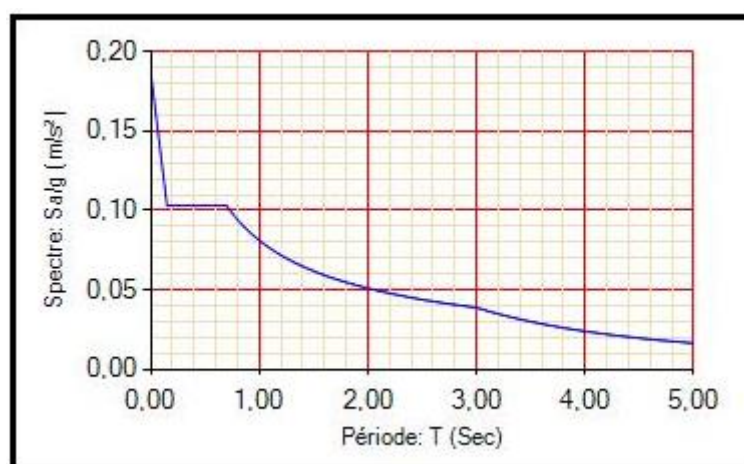


Figure V. 3 : Spectre de réponse suivant Y.

V.5 Vérification de la structure

V.5.1 Vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de T, calculée par le logiciel ROBOT ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30 %.

La période fondamentale obtenue par le logiciel ROBOT : T = 0,45 s.

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
1	0,45	0,30	80,11	0,0	0,30	80,11	0,0
2	0,35	68,38	81,43	0,0	68,08	1,32	0,0
3	0,26	76,38	82,14	0,0	8,00	0,71	0,0
4	0,18	94,56	82,52	0,0	18,18	0,38	0,0
5	0,14	95,02	96,13	0,0	0,46	13,61	0,0
6	0,12	98,83	96,20	0,0	3,81	0,07	0,0
7	0,11	99,16	99,05	0,0	0,33	2,85	0,0
8	0,11	99,83	99,83	0,0	0,67	0,78	0,0
9	0,07	99,95	99,94	0,0	0,12	0,11	0,0
10	0,05	99,95	99,94	0,0	0,00	0,00	0,0

Tableau V. 2. Les 10 modes de vibration lors du séisme.

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = C_t \times h_N^{3/4} \quad (\S 4.2.4 \text{ RPA99/V2003})$$

- C_t : Coefficient donné en fonction du système de contreventement, du type de remplissage.
Notre système de contreventement est en portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie, donc $C_t = 0,085$.
- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N), $h_N = 12,1 \text{ m}$.

$$T = 0,085 \times 12,1^{3/4}$$

$$T = 0,55 \text{ s}$$

Donc $T = 0,45 \text{ s} < 1,3 \times 0,55 = 0,72 \text{ s} \rightarrow$ Condition vérifiée.

V.5.2 Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismique 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. (§ 4.3.6 RPA99/V2003)

$$V_t > 0,8 V$$

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone $A = 0,15$
- D : Facteur d'amplification moyen $D = 2,5$ ($0 < T < T_2$).
- Facteur de qualité suivant X ($Q_x = 1,20$).
- Facteur de qualité suivant Y ($Q_y = 1,10$).
- Coefficient de comportement ($R = 5$ pour la direction Y)
- Coefficient de comportement ($R = 5$ pour la direction X)
- W : Poids total de la structure (calculée par ROBOT) $W = 61175,85$ daN.

Donc

$$V_x = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,20}{5} \times 61175,85 = 5505,83 \text{ daN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,10}{5} \times 61175,85 = 5047,01 \text{ daN}$$

	V_t (daN)	V (daN)	$80\%V$ (daN)	$V_t > 80\%V$
V_x	4603,92	5505,83	4404,66	Vérifié
V_y	4108,17	5047,01	4037,61	Vérifié

Tableau V. 3. Résultante des forces sismiques à la base.

V.5.3 Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé par la formule suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ (4.43 RPA99/V2003)}$$

- R : Coefficient de comportement
- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur de la toiture.

Toiture	δ_k (cm)	1 % h_k (cm)	Condition
	1,0	12,1	Vérifié

Tableau V. 4. Déplacements résultants suivant Y.

Toiture	δ_k (cm)	1 % h_k (cm)	Condition
	3,8	12,1	Vérifié

Tableau V. 5. Déplacements résultants suivant X.

V.6 Conclusion

Afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la halle métallique dans la wilaya d'Ain Témouchent, un modèle 3D en éléments finis a été développé. Ce modèle a servi de base pour élaborer le calcul sismique.

Après des calculs, la structure est stable vis-à-vis de l'effet du séisme car les trois conditions (**période fondamentale ; effort tranchant à la base ; déplacement**) selon le RPA99/V2003 sont vérifiées.

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 dû au séisme.

Chapitre VI

Dimensionnement des éléments principaux de la structure

VI.1 Introduction

Ce chapitre consiste à dimensionner et vérifier les différents éléments de la structure principale tel que les traverses, les poteaux, les contreventements, les stabilités en X_7 et les sablières.

VI.2 Justification des traverses

VI.2.1 Caractéristiques de la traverse

Après avoir fait la vérification par le logiciel ROBOT, on a choisi la section HEA300.

Profilé	poids	section	Dimensions					Valeurs statiques			
	G 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
HEA 300	88,3	112,5	290	300	14	8,5	208	18260	6310	1383	641,2

Tableau VI. 1. Caractéristiques du profilé HEA 300.

VI.2.2 Effort sollicitant

D'après le logiciel ROBOT, on prend les charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $1,35G + 1,5Q - 1,35V_1$ sur :

- $N_{sd} = 6206,79$ daN
- $V_{sd} = 1179,15$ daN
- $M_{y,sd} = \begin{cases} -24343,10 & \text{daN.m} \\ 10804,69 & \text{daN.m} \end{cases}$

VI.2.3 Classe de section transversale de la traverse

- **Classe de l'âme fléchie et comprimée**
Dans ce cas : $\alpha = 0,44 < 0,5$ (ANNEXE E)

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36 \varepsilon}{\alpha} \text{ avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{208}{8,5} = 24,47 < \frac{36 \varepsilon}{\alpha} = \frac{36}{0,44} = 81,82 \text{ L'âme est de classe 1.}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} \leq 11 \varepsilon$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2} = \frac{300}{14} = 10,71 < 11 \quad \text{La semelle est de classe 2.}$$

Donc : la section du profilé globale est de classe 2.

VI.2.4 Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} \quad (\S 5.4.6(1)/CCM97)$$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0}} \quad (\S 5.4.6(1)/CCM97)$$

Avec :

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f \quad (\S 5.4.6(2)/CCM97)$$

$$A_v = 112,5 - 2 \times 30 \times 1,4 + (0,85 + 2 \times 2,7) \times 1,4 = 37,25 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{37,25 \times 2350}{1,1} = 46156,14 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1179,15 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 46156,14 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On doit comparer :

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl,Rd} \quad (\S 5.4.7(1)/CCM97)$$

$$V_{sd} = 1179,15 \text{ daN} < 0,5 \times V_{pl,Rd} = 23073,07 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc :

L'effort tranchant peut être négligé dans les calculs.

VI.2.5 Vérification de la résistance à la flexion composée (élément comprimé et fléchi)

a- La longueur de flambement

- Autour de l'axe z-z (dans le plan de l'âme), la traverse risque de flamber sur toute sa longueur, donc : $L_y = 10,12 \text{ m}$.
- Autour de l'axe y-y (perpendiculaire à l'âme), la traverse ne flambe pas sur toute sa longueur car elle est empêchée par les pannes, donc : $L_z = 1.6 \text{ m}$.

b- Calcul des élancements

- **La longueur de flambement :**

Le poteau autour de l'axe z-z est doublement encasté, donc :

Chapitre VI Dimensionnement des éléments principaux de la structure

$$L_{f,y} = L_y/2$$

Le poteau autour de l'axe y-y est articulé dans les deux appuis, donc :

$$L_{f,z} = L_z$$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{L_{f,y}}{i_y} = \frac{1012/2}{12,74} = 39,72 \\ \lambda_z = \frac{L_{f,z}}{i_z} = \frac{160}{7,49} = 21,36 \end{cases}$$

c- Calcul de l'élanement critique

La nuance d'acier S235 ($f_y = 235\text{MPa}$).

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{235}} = 3,14 \times \sqrt{\frac{21 \times 10^4}{235}} = 93,9$$

d- Calcul des élancements réduits

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{39,72}{93,9} = 0,42 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{21,36}{93,9} = 0,23 \end{cases}$$

e- Calcul du coefficient de réduction χ_{\min}

$$\begin{cases} \phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \\ \phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \end{cases}$$

Pour HEA300 :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,96 < 1,2 \\ t_f = 14 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur d'imperfection α
y-y	B	0,34
z-z	C	0,49

Tableau VI. 2. Facteur d'imperfection α pour HEA 300.

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,42 - 0,2) + 0,42^2] = 0,63$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,23 - 0,2) + 0,23^2] = 0,53$$

$$\begin{cases} \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,63 + \sqrt{0,63^2 - 0,42^2}} = 0,91 \\ \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,53 + \sqrt{0,53^2 - 0,23^2}} = 0,99 \end{cases}$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = 0,91$$

f- Calcul K_y

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

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$$\mu_y = 0,42 \times (2 \times 2,11 - 4) + \frac{1383 - 1260}{1260} = 0,19 < 0,9$$

Avec :

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7\psi$$

$$\psi_y = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{10804,69}{-24343,10} = -0,44$$

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7(-0,44) = 2,11$$

D'où :

$$k_y = 1 - \frac{0,19 \times 6206,79}{0,91 \times 112,5 \times 2350} = 1 < 1,5$$

g- Calcul K_z

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}}$$

$$\mu_z = 0,23 \times (2 \times 2,11 - 4) + \frac{641,2 - 420,6}{420,6} = 0,58 < 0,9$$

Avec :

Chapitre VI Dimensionnement des éléments principaux de la structure

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 2,11$$

D'où :

$$k_z = 1 - \frac{0,58 \times 6206,79}{0,99 \times 112,5 \times 2350} = 0,99 < 1,5$$

Les traverses sont sollicitées à la flexion composée, donc il y a un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si $\overline{\lambda_{LT}} > 0,4$

h- Calcul $\overline{\lambda_{LT}}$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} \rightarrow \beta_w = 1 \text{ (classe 2)} ; \lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Puisque les traverses sont encastées aux extrémités, les facteurs de longueur effective K et K_w sont pris égale à 0,5 et donc la formule de λ_{LT} est de la forme :

$$\lambda_{LT} = \frac{K \times L \times \left(\frac{W_{pl,y}^2}{I_w \times I_z} \right)^{0,25}}{\sqrt{C_1} \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{(KL)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}} \quad (\text{Annexe B § B.2.2(6)/CCM97})$$

$C_1 = 3,093$ (selon le diagramme de moment et le facteur effective K)

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2 \times (1 + 0,3)} = 80769,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_{LT} = \frac{0,5 \times 1012 \times \left(\frac{1383^2}{1200 \times 10^3 \times 6310} \right)^{0,25}}{\sqrt{3,093} \left[\left(\frac{0,5}{0,5} \right)^2 + \frac{(0,5 \times 1012)^2 \times 80769,2 \times 85,17}{3,14^2 \times 21 \times 10^5 \times 1200 \times 10^3} \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 31,74$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{31,74}{93,9} = 0,34 < 0,4$$

Donc : La vérification de l'élément (**sans risque de déversement**) est :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M_1}}} \leq 1$$

$$\frac{6206,79}{0,91 \times \frac{112,5 \times 2350}{1,1}} + \frac{1 \times 24343,10 \times 10^2}{1383 \times \frac{2350}{1,1}} = 0,85 < 1 \text{ Condition vérifiée.}$$

Chapitre VI Dimensionnement des éléments principaux de la structure

Le profilé HEA 300 répond à toutes les conditions CCM97 concernant la vérification de résistance.

VI.3 Vérification des poteaux

Pour les poteaux, nous avons opté pour des profilés en HEA 340.

D'après le logiciel ROBOT, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est 1,35G + 1,35PNT1-V3dép :

Profilé	poids	section	Dimensions					Valeurs statiques			
	G 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
HEA 340	105	133,5	330	300	16,5	9,5	243	27690	7436	1850	755,9

Tableau VI. 3. Caractéristiques du profilé HEA 340.

- $N_{sd} = 18607,33$ daN
- $V_{sd} = -3479,71$ daN
- $M_{y,sd} = -20729,09$ daN.m
- $M_{z,sd} = 2894,70$ daN.m

VI.3.1 Classe de section transversale du poteau

- **Classe de l'âme en fléchie et comprimée**

Dans ce cas : $\alpha = 0,49 < 0,5$ (ANNEXE E)

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36 \varepsilon}{\alpha} \text{ avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{243}{9,5} = 25,56 < \frac{36 \varepsilon}{\alpha} = \frac{36}{0,49} = 73,47 \text{ L'âme est de classe 1.}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{\frac{300}{2}}{16,5} = 9,09 < 10 \text{ La semelle est de classe 1.}$$

Donc : la section du profilé globale est de classe 1.

VI.3.2 Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} \quad (\S 5.4.6(1)/CCM97)$$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0}} \quad (\S 5.4.6(1)/CCM97)$$

Avec : $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f$ (§ 5.4.6(2)/CCM97)

$$A_v = 133,5 - 2 \times 30 \times 1,65 + (0,95 + 2 \times 2,7) \times 1,65 = 44,98 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{44,98 \times 2350}{1,1} = 55734,31 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3479,71 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 55734,31 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On doit comparer :

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl,Rd} \quad (\S 5.4.7(1)/CCM97)$$

$$V_{sd} = 3479,71 \text{ daN} < 0,5 \times V_{pl,Rd} = 27867,16 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc :

L'effort tranchant peut être négligé dans les calculs.

VI.3.3 Vérification de la résistance à la flexion composée (élément comprimé et fléchi)

a- La longueur de flambement

- Autour de l'axe z-z (dans le plan de l'âme), le poteau risque de flamber sur toute sa longueur, donc :

$$L_y = 10 \text{ m.}$$

- Autour de l'axe y-y (perpendiculaire à l'âme), le poteau ne flambe pas sur toute sa longueur car il est empêché par les lisses de bardage, donc :

$$L_z = 1.5 \text{ m.}$$

b- Calcul des élancements

- **La longueur de flambement :**

Le poteau autour de l'axe z-z est doublement encasté, donc :

$$L_{f,y} = L_y/2$$

Le poteau autour de l'axe y-y est articulé dans les deux appuis, donc :

$$L_{f,z} = L_z$$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{L_{f,y}}{i_y} = \frac{1000/2}{14,40} = 34,72 \\ \lambda_z = \frac{L_{f,z}}{i_z} = \frac{150}{7,46} = 20,11 \end{cases}$$

c- Calcul de l'élancement critique

La nuance d'acier S235 ($f_y = 235\text{MPa}$).

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{235}} = 3,14 \times \sqrt{\frac{21 \times 10^4}{235}} = 93,9$$

d-Calcul des élancements réduits

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{34,72}{93,9} = 0,37 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{20,11}{93,9} = 0,21 \end{cases}$$

e- Calcul du coefficient de réduction χ_{\min}

Pour HEA340:

$$\frac{h}{b} = \frac{330}{300} = 1,1 < 1,2$$

$$t_f = 16,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur d'imperfection α
y-y	b	0,34
z-z	c	0,49

Tableau VI. 4. Facteur d'imperfection α pour HEA 340.

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,37 - 0,2) + 0,37^2] = 0,60$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,21 - 0,2) + 0,21^2] = 0,52$$

$$\begin{cases} \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,60 + \sqrt{0,60^2 - 0,37^2}} = 0,93 \\ \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,52 + \sqrt{0,52^2 - 0,21^2}} = 1 \end{cases}$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = 0,93$$

f- Calcul K_y

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$$\mu_y = 0,37 \times (2 \times 1,8 - 4) + \frac{1850 - 1678}{1678} = -0,05 < 0,9$$

Avec :

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7\psi = 1,8$$

D'où :

$$k_y = 1 - \frac{-0,05 \times 18607,33}{0,93 \times 133,5 \times 2350} = 1,00 < 1,5$$

g- Calcul K_z

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}}$$

$$\mu_z = 0,21 \times (2 \times 1,8 - 4) + \frac{755,9 - 495,7}{495,7} = 0,44 < 0,9$$

Avec :

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 1,8$$

D'où :

$$k_z = 1 - \frac{0,44 \times 18607,33}{1 \times 133,5 \times 2350} = 0,97 < 1,5$$

Les poteaux sont sollicités à la flexion composée, donc il y a un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si $\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$

h- Calcul $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} \rightarrow \beta_w = 1 \text{ (classe 1)} ; \lambda_1 = 93,9\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Puisque les poteaux sont encastres aux 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 :

$$\lambda_{LT} = \frac{K \times L \times \left(\frac{W_{pl,y}^2}{I_W \times I_z} \right)^{0,25}}{\sqrt{C_1} \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{(KL)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_W} \right]^{0,25}} \quad (\text{Annexe B § B. 2.2(6)/CCM97})$$

$C_1 = 2,150$ (selon le diagramme de moment et le facteur effective K)

$$\lambda_{LT} = \frac{0,5 \times 1000 \times \left(\frac{1850^2}{1824 \times 10^3 \times 7436} \right)^{0,25}}{\sqrt{2,150} \left[\left(\frac{0,5}{0,5} \right)^2 + \frac{(0,5 \times 1000)^2 \times 807692 \times 127,2}{3,14^2 \times 21 \times 10^5 \times 1824 \times 10^3} \right]^{0,25}} = 37,74$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{37,74}{93,9} = 0,4$$

Donc : La vérification de l'élément (**sans risque de déversement**) est :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M_1}}} \leq 1$$

$$\frac{18607,33}{0,93 \times \frac{133,5 \times 2350}{1,1}} + \frac{1,00 \times 20729,09 \times 10^2}{1850 \times \frac{2350}{1,1}} + \frac{0,97 \times 2894,70 \times 10^2}{755,9 \times \frac{2350}{1,1}}$$

$$0,76 < 1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé HEA 340 répond à toutes les conditions CCM97 concernant la vérification de résistance.

VI.3.4 Vérification des déplacements

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel ROBOT est $\Delta = 5,2$ cm.

$$\Delta \leq \Delta_{adm}$$

Avec :

$$\Delta_{adm} = \frac{h}{125} = \frac{1000}{125} = 8 \text{ cm} \quad (\text{§ 4.2.2.2(3)/CCM97})$$

h : hauteur du poteau

$$\Delta = 5,2 \text{ cm} < \Delta_{adm} = 8 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4 Vérification des contreventements

Pour les contreventements, nous avons opté des profilés doubles cornières en

150×150×14 avec L = 6,36 m.

Chapitre VI Dimensionnement des éléments principaux de la structure

Puisque c'est un contreventement en X, on met un assemblage au milieu donc le calcul sera fait avec la prise en compte de $l = l/2 = 3,18\text{m}$

D'après logiciel ROBOT, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable, avec :

$$N_{sd} = 11725,08 \text{ daN (traction)}$$

Profilé	poids		Dimensions							Caractéristiques	
	G kg/m	A Cm ²	h mm	b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	i _y cm	i _z cm
150×150 ×14	31,6	40,3	150	150	14	16	8	845,5	845,5	4,58	4,58

Tableau VI. 5. Caractéristiques du profilé 150×150×14.

VI.4.1 Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min[N_{Pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}] \text{ (§ 5.4.3(1)(2)/CCM97)}$$

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{40,3 \times 2350}{1,1} = 86095,45 \text{ daN} \\ N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M_2}} = \frac{0,9 \times 40,3 \times 3600}{1,25} = 104457,6 \text{ daN} \\ N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M_2}} = \frac{40,3 \times 2350}{1,25} = 75764 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$N_{t,Rd} = N_{net,Rd} = 75764 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 11725,08 \text{ daN} < N_{t,Rd} = 75764 \text{ daN} \text{ Condition vérifiée.}$$

VI.5 Vérification des stabilités en X

Pour les stabilités en X, nous avons opté pour des profilés doubles cornières en

150×150×12 avec $L = 7,43 \text{ m}$.

Puisque c'est un contreventement en X, on met un assemblage au milieu donc le calcul sera fait avec la prise en compte de $l = l/2 = 3,715 \text{ m}$.

D'après logiciel ROBOT, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable, avec :

$$N_{sd} = 9324,34 \text{ daN (traction)}$$

Chapitre VI Dimensionnement des éléments principaux de la structure

Profilé	poids	section	Dimensions							Caractéristiques	
	G kg/m	A Cm ²	h mm	b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	i _y cm	i _z cm
150×150 ×12	27,3	34,8	150	150	12	16	8	736,9	736,9	4,6	4,6

Tableau VI. 6. Caractéristiques du profilé 150×150×12.

VI.5.1 Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min[N_{Pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}] \quad (\S 5.4.3(1)(2)/CCM97)$$

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{34,8 \times 2350}{1,1} = 74345,45 \text{ daN} \\ N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M_2}} = \frac{0,9 \times 34,8 \times 3600}{1,25} = 90201,6 \text{ daN} \\ N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M_2}} = \frac{34,8 \times 2350}{1,25} = 65424 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$N_{t,Rd} = N_{net,Rd} = 65424 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 9324,34 \text{ daN} < N_{t,Rd} = 65424 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.6 Vérification de la sablière

Pour les sablières, nous avons opté pour des profilés HEA 220 :

Profilé	poids	section	Dimensions					Valeurs statiques			
	G 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 _{pl,z} cm ³
HEA 220	50,5	64,3	210	220	11	7	152	5410	1955	568,5	270,6

Tableau VI. 7. Caractéristiques du profilé HEA220.

VI.6.1 Efforts sollicitant

Les efforts de sollicitations les plus défavorables calculées par logiciel ROBOT sont :

- $N_{sd} = - 9324,33 \text{ daN.m}$
- $M_{y,sd} = 6758,55 \text{ daN.m}$

VI.6.2 Classe de la section transversale du profilé HEA 220

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \text{ avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{152}{7} = 21,71 < 72 \text{ L'âme est de classe 1.}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{\frac{220}{2}}{11} = 10 = 10 \text{ La semelle est de classe 1.}$$

Donc : la section du profilé globale est de classe 1.

VI.6.3 Vérification de la résistance à la flexion composée (élément comprimé et fléchi)

a- La longueur de flambement

La sablière autour de l'axe z-z est articulée dans les deux appuis, donc :

$$L_{f,z} = L_y$$

La sablière autour de l'axe y-y est articulée dans les deux appuis, donc :

$$L_{f,y} = L_z$$

b- Calcul des élancements

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{550}{9,17} = 59,98 \\ \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{550}{5,51} = 99,82 \end{cases}$$

c- Calcul de l'élancement critique

La nuance d'acier S235 ($f_y = 235\text{MPa}$).

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{235}} = 3,14 \times \sqrt{\frac{21 \times 10^4}{235}} = 93,9$$

d- Calcul des élancements réduits

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{59,98}{93,9} = 0,64 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{99,82}{93,9} = 1,06 \end{cases}$$

e- Calcul du coefficient de réduction χ_{\min}

Pour HEA220 :

$$\frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0,95 < 1,2$$

$$t_f = 11 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur d'imperfection α
y-y	b	0,34
z-z	c	0,49

Tableau VI. 8. Facteur d'imperfection α pour HEA220.

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,64 - 0,2) + 0,64^2] = 0,78$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (1,06 - 0,2) + 1,06^2] = 1,27$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,78 + \sqrt{0,78^2 - 0,64^2}} = 0,82 \\ \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{1,27 + \sqrt{1,27^2 - 1,06^2}} = 0,51 \end{array} \right.$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0,51$$

f- Calcul K_y

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$$\mu_y = 0,64 \times (2 \times 1,1 - 4) + \frac{568,5 - 515,2}{515,2} = -1,05 < 0,9$$

Avec $\beta_{My} = 1,8 - 0,7\psi = 1,8 - 0,7(1) = 1,1$

D'où :

$$k_y = 1 - \frac{-1,05 \times 9324,33}{0,82 \times 64,3 \times 2350} = 1,08 < 1,5$$

g- Calcul K_z

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}}$$

Chapitre VI Dimensionnement des éléments principaux de la structure

$$\mu_z = 1,06 \times (2 \times 1,1 - 4) + \frac{270,6 - 177,7}{177,7} = -1,39 < 0,9$$

Avec :

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 1,8 - 0,7(1) = 1,1$$

D'où :

$$k_z = 1 - \frac{-1,39 \times 9324,33}{0,51 \times 64,3 \times 2350} = 1,05 < 1,5$$

Les sablières sont sollicitées à la flexion composée, donc il y a un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si $\overline{\lambda}_{LT} > 0,4$

h- Calcul $\overline{\lambda}_{LT}$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\beta_w = 1 \text{ (section de classe 1)}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0,25}} \quad \text{(Annexe B § B.2.2(5)/CCM97)}$$

Avec :

$$C_1 = 1,132 \text{ (Annexe B – tableau B.1.2 /CCM97)}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{550/5,51}{1,132^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{550/5,51}{210/11} \right]^2 \right]^{0,25}} = 75,64$$
$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{75,64}{93,9} = 0,81 > 0,4$$

Donc : il y a un risque de déversement.

La formule de vérification de la section sera comme suit :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}} \leq 1 \quad (\S 5.5.4(2)(a)/CCM97)$$

i- Calcul K_{LT}

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

Avec :

$$\chi_z = 0,55$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15$$

$$\beta_{MLT} = 1,1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,06 \times 1,1 - 0,15 = 0,02 < 0,9$$

Alors :

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,02 \times 9324,33}{0,51 \times 64,3 \times 2350} = 1$$

j- Calcul de χ_{LT}

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

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

$$\alpha_{LT} = 0,21 \text{ (pour les profilés laminés)}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,81 - 0,2) + 0,81^2] = 0,89$$

Alors :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,89 + \sqrt{0,89^2 - 0,81^2}} = 0,79$$

$$\frac{9324,33}{0,51 \times \frac{64,3 \times 2350}{1,1}} + \frac{1 \times 6758,55 \times 10^2}{0,79 \times \frac{568,5 \times 2350}{1,1}} = 0,84 < 1 \text{ Condition vérifiée.}$$

Le profilé HEA 220 répond à toutes les conditions CCM97 concernant la vérification de résistance à la flexion composée.

VI.7 Conclusion

Ce chapitre résume les résultats du dimensionnement des éléments de la structure par rapport aux efforts sollicitant qui sont présentés sur le tableau suivant :

Éléments de la structure	Profilé
Traverses	HEA 300
Poteaux	HEA 340
Contreventements	2×(150×150×14)
Stabilité en X	2×(150×150×12)
Sablières	HEA 220

Tableau VI. 9. Éléments de la structure.

Chapitre VII

Calcul des assemblages

VII.1 Introduction

La conception et le calcul des assemblages ont une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces constituant la structure.

En effet, les assemblages constituent un dispositif qui permet de réunir et de solidariser les pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnant dans les différents composants structuraux, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

VII.2 Calcul des assemblages

VII.2.1 Assemblage poteau-traverse (HEA 340 – HEA 300)

Cette opération consiste à fixer par soudure une platine à l'extrémité d'une traverse pour permettre son assemblage sur l'aile d'un poteau.

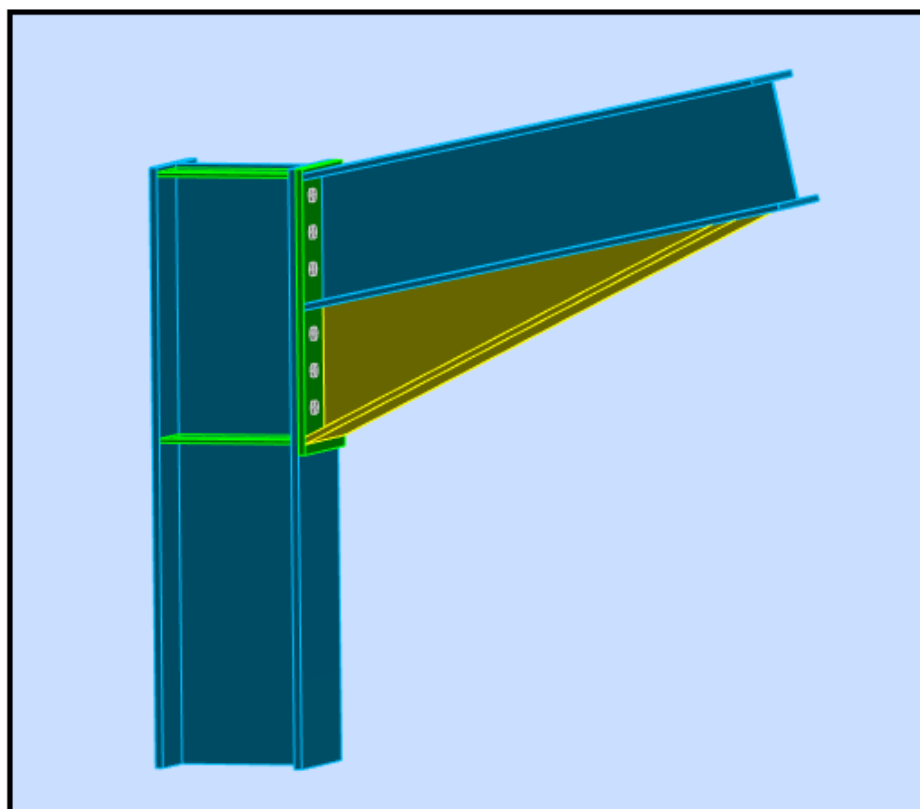


Figure VII. 1 : Vue 3D de l'assemblage poteau-traverse.

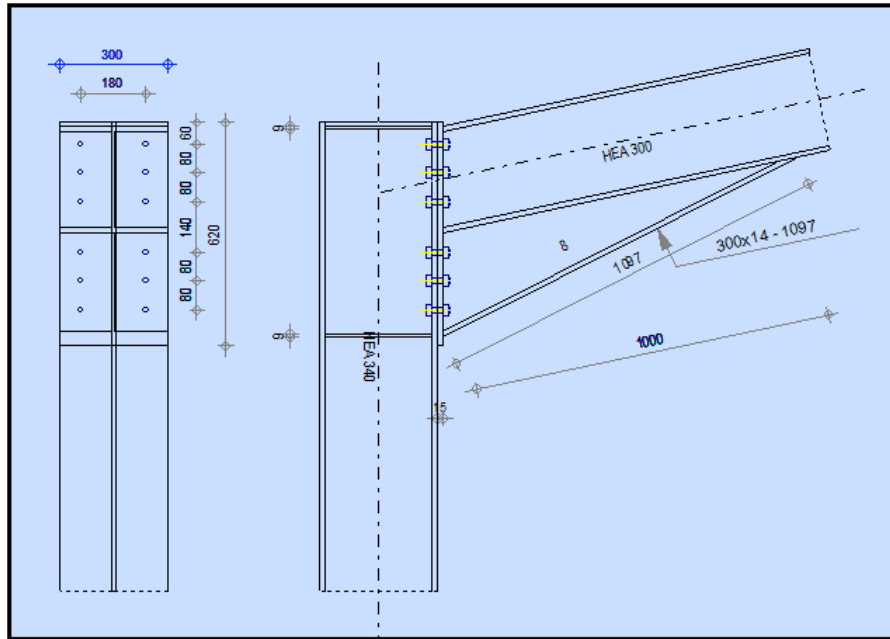


Figure VII. 2 : Vue en plan de l'assemblage poteau-traverse.

VII.2.1.1 Effort sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sont :

- $V_{sd} = 1179,15$ daN
- $M_{sd} = -24343,10$ daN.m

VII.2.1.2 Soudure de la platine

➤ Cordon de soudure

- Épaisseur de la platine : $e_p = 15$ mm
- Épaisseur de la semelle HEA300: $t_f = 14$ mm
- Épaisseur de l'âme HEA300 : $t_w = 8,5$ mm

➤ Soudure de la semelle de la poutre sur la platine

$$a_f \geq t_{fb} \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \right) \times \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{M_2}}{f_u \times \sqrt{2}} \right) = 14 \times \left(\frac{235}{1,1} \right) \times \left(\frac{0,8 \times 1,25}{360 \times \sqrt{2}} \right) = 5,87 \text{ mm}$$

➤ Soudure de l'âme de la poutre sur la platine

$$a_w \geq t_{wb} \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \right) \times \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{M_2}}{f_u \times \sqrt{2}} \right) = 8,5 \times \left(\frac{235}{1,1} \right) \times \left(\frac{0,8 \times 1,25}{360 \times \sqrt{2}} \right) = 3,57 \text{ mm}$$

- On prend : $\begin{cases} a_f = 6 \text{ mm} \\ a_w = 4 \text{ mm} \end{cases}$

➤ **Vérification de la soudure de la semelle à la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{24343,10}{0,62} = 39263,06 \text{ daN}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisée est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle

$$\sum l = 591,5 \text{ mm}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{6 \times 591,5 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 90342,79 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 39263,06 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 90342,79 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisée est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure de l'âme

$$\sum l = 416 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{4 \times 416 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 34585,59 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1179,15 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 34585,59 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.1.3 Disposition constructive

Pour des raisons pratiques, on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents.

On prend deux files de 6 boulons $\varnothing 16$ classe HR10.9.

L'épaisseur la plus mince :

$$t = \min(t_f; t_{\text{platine}}) = \min(14; 15) = 14 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes (p_1, p_2)**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow 39,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 196 \text{ mm, alors on prend } p_1 = 80 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \rightarrow 54 \text{ mm} \leq p_2 \leq 196 \text{ mm, alors on prend } p_2 = 180 \text{ mm}$$

➤ **Pinces (e_1, e_2)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 168 \text{ mm, alors on prend } e_1 = 60 \text{ mm}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 168 \text{ mm, alors on prend } e_2 = 60 \text{ mm}$$

VII.2.1.4 Calcul de la hauteur de la partie comprimée

$$x = t_f \times \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 14 \times \sqrt{\frac{300}{8,5}} = 83,17 \text{ mm}$$

L'axe neutre se trouve au-dessous de l'avant dernière rangée → Il y a deux boulons comprimés et dix boulons tractés.

VII.2.1.5 Vérification à la traction

$$F_{t,sd} \leq F_{t,Rd} \text{ (Tableaux 65.3/CCM97)}$$

Avec :

$F_{t,sd}$: L'effort de traction du boulon le plus sollicité.

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd} \times h_1}{2 \times \sum h_i^2} = \frac{24343,10 \times 0,513}{2 \times (0,513^2 + 0,433^2 + 0,353^2 + 0,213^2 + 0,133^2)}$$

$$F_{t,sd} = 9781,86 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,9 \frac{157 \times 1000}{1,25} = 11304 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd} = 9781,86 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 11304 \text{ daN} \text{ Condition vérifiée.}$$

VII.2.1.6 Vérification au glissement

$$V_{sd} \leq n F_{s,Rd}$$

Avec :

n : le nombre de boulons $n = 12$

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times F_{p,Cd}}{\gamma_{ms}} \text{ (§6.5.6.1(1)/CCM97)}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} k_s = 1 \text{ trou nominal} \\ n = 1 \text{ un plan de glissement} \\ \mu = 0,3 \text{ coefficient de frottement (brossé)} \end{array} \right.$$

$$F_{P,Cd} = 0,7 \times F_{ub} \times A_s \quad (\S 6.5.6.2(1)/CCM97)$$

$$F_{P,Cd} = 0,7 \times 1000 \times 157 = 10990 \text{ daN}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 10990}{1,25} = 2637,6 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{12} = \frac{1179,15}{12} = 98,26 \text{ daN} < F_{s,Rd} = 2637,6 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.1.7 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$$F_v \leq F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = t_w \times p_1 \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} = 9,5 \times 80 \times \frac{235}{1,1} = 16236,36 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{24343,10}{0,62 - 0,03} = 41259,49 \text{ daN}$$

$$F_v = 41259,49 \text{ daN} > F_{t,Rd} = 16236,36 \text{ daN} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La résistance de l'âme du poteau en traction est faible en comparaison avec l'effort agissant. Donc, on a ajouté un raidisseur d'épaisseur de 9 mm.

VII.2.1.8 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{k_c \times b_{eff} \times \rho \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{M_1} \times \sqrt{\left(1 + 1,3 \times \frac{b_{eff}^2}{h^2}\right)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \times \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$b_{eff} = 14 + 2 \times 8 \times \sqrt{2} + 5(16,5 + 27) + 2 \times (15) = 284,13 \text{ mm}$$

$$\sigma_{c,Sd} \leq 0,7f_y \rightarrow k_c = 1$$

$$\sigma_{c,Sd} > 0,7f_y \rightarrow k_c = 1,7 - \frac{\sigma_{c,Sd}}{f_y}$$

$\sigma_{c,Sd}$: Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c,Sd} = \frac{V_{sd}}{A_c} + \frac{M_{sd} \times z_{max}}{I_y} = \frac{1179,15}{133,5} + \frac{24343,10 \times 10^2 \times \frac{330}{2} \times 10^{-1}}{27690}$$

$$\sigma_{c,Sd} = 1459,40 \text{ daN/cm}^2 < 0,7f_y = 0,7 \times 2350 = 1645 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow k_c = 1$$

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1$$

$$\bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2)/\bar{\lambda}_p^2$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \times \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} = 0,932 \times \sqrt{\frac{284,13 \times 243 \times 235}{21 \times 10^4 \times 9,5^2}} = 0,86$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,86 > 0,72 \rightarrow \rho = (0,86 - 0,2)/0,86^2 \rightarrow \rho = 0,89$$

$$F_{c,Rd} = \frac{1 \times 28,413 \times 0,89 \times 0,95 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{\left(1 + 1,3 \times \frac{28,413}{33}\right)^2}} = 36624,05 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum_1^5 N_i$$

- $h_1 = 513 \text{ mm}$
- $h_2 = 433 \text{ mm}$
- $h_3 = 353 \text{ mm}$
- $h_4 = 213 \text{ mm}$
- $h_5 = 133 \text{ mm}$

$$\sum h_i^2 = 0,64 \text{ m}^2$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times h_1}{\sum h_i^2} = \frac{24343,10 \times 0,513}{0,64} = 19512,52 \text{ daN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times h_2}{\sum h_i^2} = \frac{24343,10 \times 0,433}{0,64} = 16469,63 \text{ daN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times h_3}{\sum h_i^2} = \frac{24343,10 \times 0,353}{0,64} = 13426,74 \text{ daN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times h_4}{\sum h_i^2} = \frac{24343,10 \times 0,213}{0,64} = 8101,68 \text{ daN}$$

$$N_5 = \frac{M_{sd} \times h_5}{\sum h_i^2} = \frac{24343,10 \times 0,133}{0,64} = 5058,8 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum_1^4 N_i = 62569,37 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 62569,37 \text{ daN} > F_{c,Rd} = 36624,05 \text{ daN} \text{ Condition non vérifiée.}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en comparaison avec l'effort agissant. Donc, on a ajouté un raidisseur d'épaisseur de 9 mm.

VII.2.1.9 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = 0,58 \times \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{M_0}}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 44,98 \text{ cm}^2$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{24343,10}{0,62 - 0,03} = 41259,49 \text{ daN}$$

$$V_{Rd} = 0,58 \times \frac{2350 \times 44,98}{1,1} = 55734,31 \text{ daN}$$

$$F_v = 41259,49 \text{ daN} < V_{Rd} = 55734,31 \text{ daN} \text{ Condition vérifiée.}$$

VII.2.2 Assemblage traverse –traverse (HEA 300 – HEA 300)

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de l'âme de la traverse. Les mêmes perçages qui sont effectués sur la platine soudée en bout de l'autre traverse.

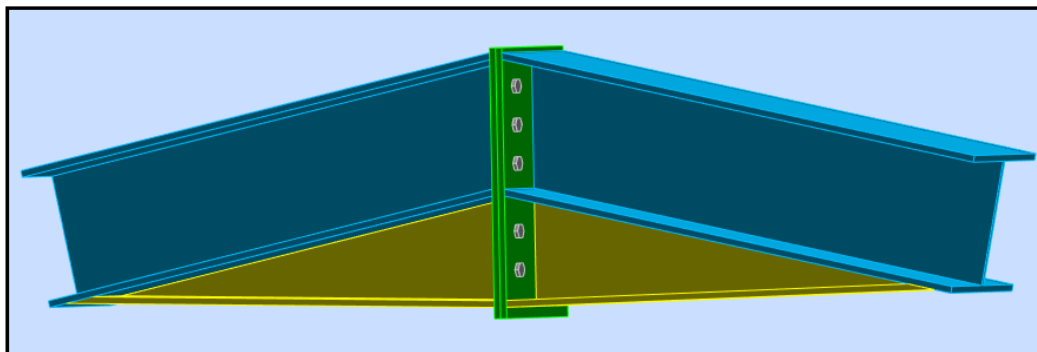


Figure VII. 3 : Vue 3D de l'assemblage traverse - traverse.

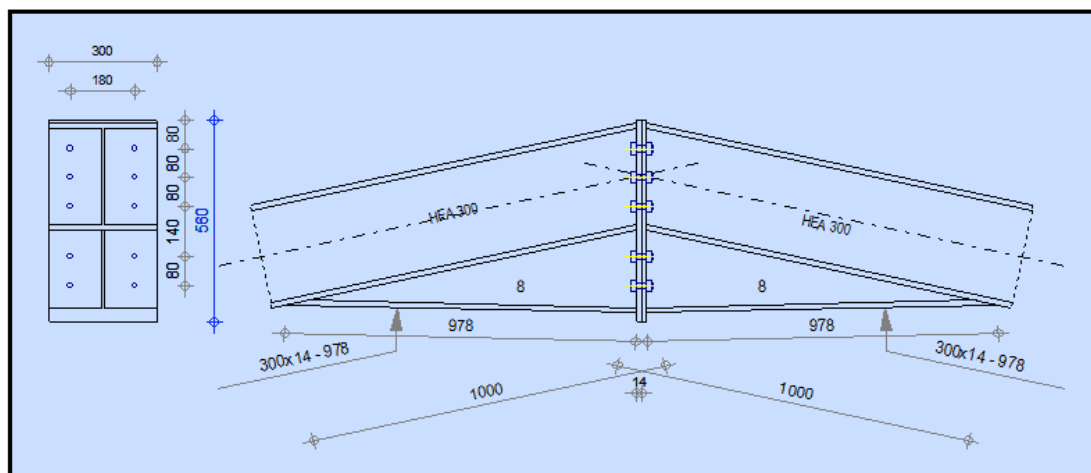


Figure VII. 4 : Vue en plan de l'assemblage traverse - traverse.

VII.2.2.1 Effort sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sont :

- $V_{sd} = - 6971,58 \text{ daN}$
- $M_{sd} = 14346,07 \text{ daN.m}$

VII.2.2.2 Disposition constructive

Pour des raisons pratiques, on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents.

On prend deux files de 5 boulons $\varnothing 16$ classe HR8.8.

L'épaisseur la plus mince :

$$t = \min(t_f ; t_{\text{platine}}) = \min(14 ; 14) = 14 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 18 \text{ mm}$$

➤ Entraxes (p_1 , p_2)

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow 39,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 196 \text{ mm}, \text{ alors on prend } p_1 = 80 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \rightarrow 54 \text{ mm} \leq p_2 \leq 196 \text{ mm}, \text{ alors on prend } p_2 = 180 \text{ mm}$$

➤ Pincés (e_1 , e_2)

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 168 \text{ mm}, \text{ alors on prend } e_1 = 80 \text{ mm}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 168 \text{ mm}, \text{ alors on prend } e_2 = 60 \text{ mm}$$

VII.2.2.3 Calcul de la hauteur de la partie comprimée

$$x = t_f \times \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 14 \times \sqrt{\frac{300}{8,5}} = 83,17 \text{ mm}$$

L'axe neutre se trouve au-dessous de l'avant dernière rangée → Il y a deux boulons comprimés et huit boulons tractés.

VII.2.2.4 Vérification du moment résistant effectif de l'assemblage

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

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_{p,cd} \times \sum h_i^2}{h_1}$$

$$\sum h_i^2 = (0,433^2 + 0,353^2 + 0,273^2 + 0,133^2) = 0,40 \text{ m}^2$$

$$F_{p,cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s \quad (\S 6.5.6.2(1)/CCM97)$$

$$F_{p,cd} = 0,7 \times 800 \times 157 = 8792 \text{ daN}$$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 8792 \times 0,40}{0,433} = 16243,88 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 14346,07 \text{ daN.m} < M_{Rd} = 16243,88 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.2.5 Vérification de l'assemblage sous l'effort tranchant

$$V_{t,sd} \leq n F_{s,Rd}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \times m \times \mu}{\gamma_{M_2}} \times F_{p,cd}$$

- $F_{p,cd}$: la précontrainte de calcul
 $F_{p,cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 800 \times 157 = 8792 \text{ daN}$
- $V_{t,sd}$: Effort de calcul par boulon
- m : le nombre de surfaces de frottements ($m = 1$)
- μ : le coefficient de frottement dépendant de la classe de traitement de surface ($\mu = 0,3$)
- $k_s = 1$ pour les trous à tolérances normales

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3}{1,25} \times 8792 = 2110,08 \text{ daN}$$

$$V_{t,sd} = \frac{6971,58}{10} = 697,16 \text{ daN} < 2110,08 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.3 Assemblage poteau – console de la poutre de roulement (HEA 340-HEB 260)

L'assemblage poteau-console de la poutre de roulement est réalisé à l'aide d'une soudure d'une platine à l'extrémité de la console de la poutre de roulement pour permettre son assemblage à l'aile du poteau par boulonnage.

On installe aussi un jarret sous la console de la poutre de roulement pour assurer une meilleure résistance aux flexions.

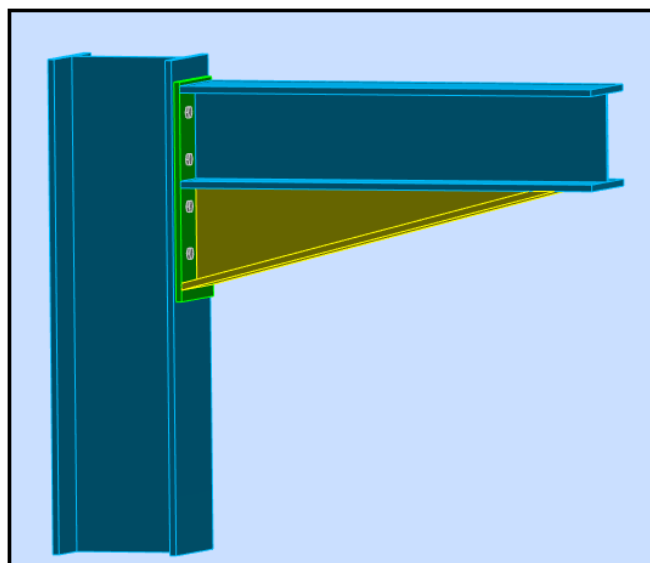


Figure VII. 5 : Vue 3D de l'assemblage poteau-console de la poutre de roulement.

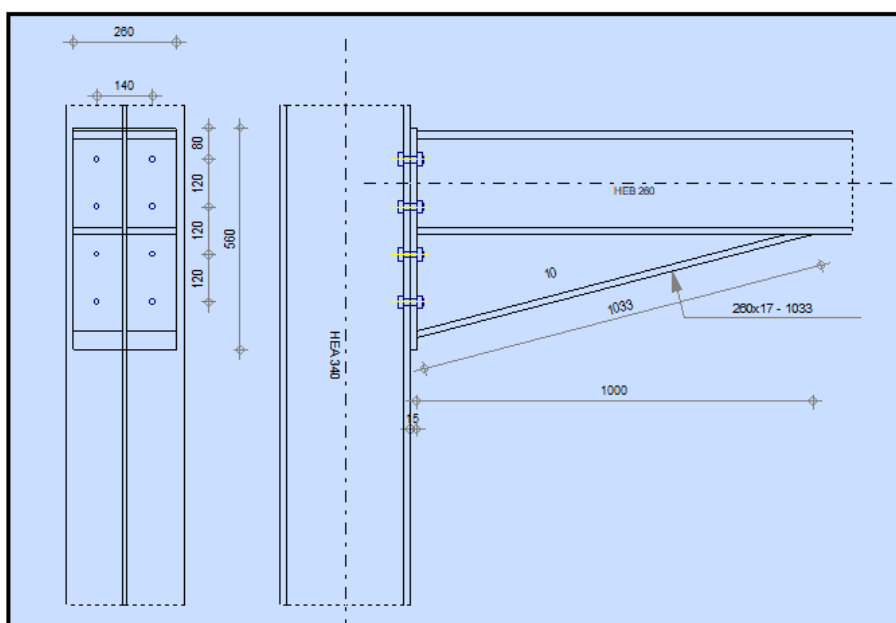


Figure VII. 6 : Vue en plan de l'assemblage poteau-console de la poutre de roulement.

VII.2.3.1 Effort sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sont :

- $V_{sd} = 17457$ daN
- $M_{sd} = 1717$ daN.m

VII.2.3.2 Soudure de la platine

➤ **Cordon de soudure**

- Épaisseur de la platine : $e_p = 15$ mm
- Épaisseur de la semelle HEB260 : $t_f = 17,5$ mm
- Épaisseur de l'âme HEB260 : $t_w = 10$ mm

➤ **Soudure de la semelle de la poutre sur la platine**

$$a_f \geq t_{fb} \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \right) \times \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{M_2}}{f_u \times \sqrt{2}} \right) = 17,5 \times \left(\frac{235}{1,1} \right) \times \left(\frac{0,8 \times 1,25}{360 \times \sqrt{2}} \right) = 7,34 \text{ mm}$$

➤ **Soudure de l'âme de la poutre sur la platine**

$$a_w \geq t_{wb} \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \right) \times \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{M_2}}{f_u \times \sqrt{2}} \right) = 10 \times \left(\frac{235}{1,1} \right) \times \left(\frac{0,8 \times 1,25}{360 \times \sqrt{2}} \right) = 4,20 \text{ mm}$$

- On prend : $\begin{cases} a_f = 8 \text{ mm} \\ a_w = 5 \text{ mm} \end{cases}$

➤ **Vérification de la soudure de la semelle à la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{1717}{0,56} = 3066,07 \text{ daN}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisée est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle

$$\sum l = 510 \text{ mm}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{8 \times 510 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 103859,84 \text{ daN}$$

$N_{sd} = 3066,07 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 103859,84 \text{ daN}$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisée est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure de l'âme

$$\sum l = 354 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{5 \times 354 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 36788,76 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 17457 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 36788,76 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.3.3 Disposition constructive

Pour des raisons pratiques, on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents.

On prend deux files de 4 boulons $\varnothing 16$ classe HR10.9.

L'épaisseur la plus mince :

$$t = \min(t_f; t_{\text{platine}}) = \min(17,5; 15) = 15 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

➤ Entraxes (p_1, p_2)

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow 39,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 210 \text{ mm}, \text{ alors on prend } p_1 = 120 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \rightarrow 54 \text{ mm} \leq p_2 \leq 210 \text{ mm}, \text{ alors on prend } p_2 = 140 \text{ mm}$$

➤ Pinces (e_1, e_2)

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 180 \text{ mm} \rightarrow \text{Alors on prend } e_1 = 80 \text{ mm}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 180 \text{ mm} \rightarrow \text{Alors on prend } e_2 = 60 \text{ mm}$$

VII.2.3.4 Détermination d'effort dans les boulons

➤ Calcul de la hauteur de la partie comprimée

$$x = t_f \times \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 17,5 \times \sqrt{\frac{260}{10}} = 89,23 \text{ mm}$$

L'axe neutre se trouve au-dessous de l'avant dernière rangée → Il y a deux boulons comprimés et six boulons tractés.

- $d_1 = 431,5 \text{ mm}$
- $d_2 = 311,5 \text{ mm}$
- $d_3 = 191,6 \text{ mm}$

$$\sum d_i^2 = 0,32 \text{ m}^2$$

➤ **L'effort de traction dans les deux boulons supérieurs :**

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{1717 \times 0,4315}{0,32} = 2315,27 \text{ daN}$$

VII.2.3.5 Vérification de la résistance de l'assemblage

- La force précontrainte d'un seul boulon

$$F_{P,Cd} = 0,7 \times F_{ub} \times A_s \text{ (§6.5.6.2(1)/CCM97)}$$

$$F_{P,Cd} = 0,7 \times 1000 \times 157 = 10990 \text{ daN}$$
- Le résistif effectif de l'assemblage

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_{P,Cd} \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{2 \times 10990 \times 0,32}{0,4315} = 16300,35 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1717 \text{ daN.m} < M_{Rd} = 16300,35 \text{ daN.m} \text{ Condition vérifiée.}$$

L'assemblage poteau - console de la poutre de roulement résiste au moment sollicitant.

VII.2.3.6 Vérification des boulons à l'interaction cisaillement-traction

- On doit vérifier que l'assemblage résiste au glissement

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n_b} \leq F_{V,Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times F_{P,Cd}}{\gamma_{ms}} \text{ (§6.5.6.1(1)/CCM97)}$$

Avec :

n : le nombre de boulons $n = 8$

$$\left\{ \begin{array}{l} k_s = 1 \text{ trou nominal} \\ n = 1 \text{ un plan de glissement} \\ \mu = 0,3 \text{ coefficient de frottement (brossé)} \end{array} \right.$$

$$F_{P,Cd} = 0,7 \times F_{ub} \times A_s \text{ (§6.5.6.2(1)/CCM97)}$$

$$F_{P,Cd} = 0,7 \times 1000 \times 157 = 10990 \text{ daN}$$

$$F_{V,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 10990}{1,25} = 2637,6 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{12} = \frac{17457}{8} = 2182,13 \text{ daN} < F_{V,Rd} = 2637,6 \text{ daN} \text{ Condition vérifiée.}$$

- On doit vérifier la condition suivante :

$$F_{V,sd} \leq F_{S,Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu}{\gamma_{ms}} \times (F_{P,Cd} - 0,8 \times F_{t,sd}) \quad (\S 6.5.6.4(1)/CCM97)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} k_s = 1 \text{ trou nominal} \\ n = 1 \text{ un plan de glissement} \\ \mu = 0,3 \text{ coefficient de frottement (brossé)} \\ F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} \end{array} \right.$$

$$F_{S,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3}{1,25} \times \left(10990 - 0,8 \times \frac{2315,27}{2} \right) = 2415,36 \text{ daN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n_b} = \frac{17457}{8} = 2182,13 \text{ daN} < 2415,36 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Avec : n_b : nombre de boulons = 8.

L'assemblage poteau-console résiste au glissement et à l'interaction cisaillement-traction

VII.2.3.7 Vérification au poinçonnement de la semelle du poteau

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} \quad (\S 6.5.5. (4)/CCM97)$$

t_p : épaisseur de la pièce sous la tête du boulon ou l'écrou la plus petite.

$$t_p = \min(t_{\text{platine}} ; t_{fc}) = \min(15 ; 16,5) = 15 \text{ mm}$$

d_m : diamètre moyen.

$$d_m = 24,58 \text{ mm (Annexe F – Tableau 1)}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times 24,58 \times 15 \times 360}{1,25} = 20015,51 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{2315,27}{2} = 1157,64 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd} = 1157,64 \text{ daN} < B_{p,Rd} = 22684,25 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La semelle du poteau résiste au poinçonnement.

VII.2.3.8 Vérification à la pression diamétrale

$$F_{V,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3} \S 6.5.5. (6)/CCM97)$$

$$\alpha_b = \min \left(\left(\frac{e_1}{3 \times d_0} \right); \left(\frac{p_1}{3 \times d_0} - 0,25 \right); \left(\frac{f_{ub}}{f_u} \right); 1 \right)$$

$$\alpha_b = \min \left(\left(\frac{80}{3 \times 18} = 1,48 \right); \left(\frac{120}{3 \times 18} - 0,25 = 1,97 \right); \left(\frac{1000}{360} = 2,77 \right); 1 \right) = 1$$

$$K_1 = \min \left(\left(2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \right); \left(1,4 \times \frac{p_2}{d_0} \right); 2,5 \right)$$

$$K_1 = \min \left(\left(2,8 \times \frac{60}{18} - 1,7 = 7,63 \right); \left(1,4 \times \frac{140}{18} = 10,89 \right); 2,5 \right) = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 16 \times 15}{1,25} = 17280 \text{ daN}$$

$$\frac{F_{v,sd}}{n_b} = \frac{17457}{8} = 2182,13 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 17280 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

L'assemblage poteau-console résiste à la pression diamétrale.

VII.2.3.9 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$$F_v \leq F_{t,Rd} = t_{wc} \times p_1 \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$F_{t,Rd}$: résistance de l'âme su poteau à la traction.

t_{wc} : épaisseur de l'âme du poteau.

p_1 : entraxe des boulons.

$$F_{t,Rd} = 9,5 \times 120 \times \frac{235}{1,1} = 24354,55 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{1717}{0,56 - 0,04} = 3301,92 \text{ daN}$$

$$F_v = 3301,92 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 24354,55 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.3.10 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{k_c \times b_{eff} \times \rho \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{M_1} \times \sqrt{\left(1 + 1,3 \times \frac{b_{eff}}{h^2}\right)}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \times \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$b_{eff} = 17,5 + 2 \times 8 \times \sqrt{2} + 5(16,5 + 27) + 2 \times (15) = 287,63 \text{ mm}$$

$$\sigma_{c,Sd} \leq 0,7f_y \rightarrow k_c = 1$$

$$\sigma_{c,Sd} > 0,7f_y \rightarrow k_c = 1,7 - \frac{\sigma_{c,Sd}}{f_y}$$

$\sigma_{c,Sd}$: Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c,Sd} = \frac{V_{sd}}{A_c} + \frac{M_{sd} \times z_{max}}{I_y} = \frac{17457}{133,5} + \frac{1717 \times 10^2 \times \frac{33}{2}}{27690}$$

$$\sigma_{c,Sd} = 233,08 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,Sd} = 233,08 \text{ daN/cm}^2 < 0,7f_y = 0,7 \times 2350 = 1645 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow k_c = 1$$

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1$$

$$\bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \times \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} = 0,932 \times \sqrt{\frac{287,63 \times 243 \times 235}{21 \times 10^4 \times 9,5^2}} = 0,87$$

$$0,87 > 0,72 \rightarrow \rho = (0,87 - 0,2) / 0,87^2 \rightarrow \rho = 0,89$$

$$F_{c,Rd} = \frac{1 \times 287,63 \times 0,89 \times 9,5 \times 235}{1,1 \times \sqrt{\left(1 + 1,3 \times \frac{287,63}{330^2}\right)}} = 36851,72 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum_1^3 N_i$$

- $d_1 = 431,5 \text{ mm}$
- $d_2 = 311,5 \text{ mm}$
- $d_3 = 191,5 \text{ mm}$

$$\sum d_i^2 = 0,32 \text{ m}^2$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum h_i^2} = \frac{1717 \times 0,4315}{0,32} = 2315,27 \text{ daN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times d_2}{\sum h_i^2} = \frac{1717 \times 0,3115}{0,32} = 1671,39 \text{ daN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times d_3}{\sum d_i^2} = \frac{1717 \times 0,1915}{0,32} = 1027,52 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum_1^3 N_i = 5017,18 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 5017,18 \text{ daN} < F_{c,Rd} = 36851,72 \text{ daN} \text{ Condition vérifiée.}$$

L'âme du poteau résiste dans la zone comprimée.

VII.2.3.11 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = 0,58 \times \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{M_0}}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 44,98 \text{ cm}^2$$

$$V_{Rd} = 0,58 \times \frac{2350 \times 44,98}{1,1} = 55734,31 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{1717}{0,56 - 0,04} = 3301,92 \text{ daN}$$

$$F_v = 3301,92 \text{ daN} < V_{Rd} = 55734,31 \text{ daN} \text{ Condition vérifiée.}$$

L'âme du poteau résiste dans la zone cisailée.

VII.2.4 Assemblage poteau – sablière (HEA 340 – HEA 220)

L'assemblage est réalisé avec boulonnage de l'âme de la sablière avec l'âme du poteau par deux cornières.

VII.2.4.1 Efforts sollicitant

L'effort sollicitant de l'assemblage est :

$$V_{sd} = 4913 \text{ daN}$$

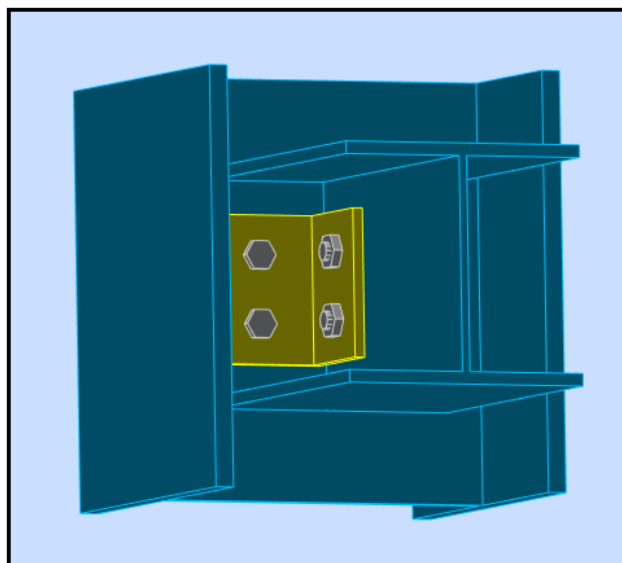


Figure VII. 7 : Vue 3D de l'assemblage poteau – sablière.

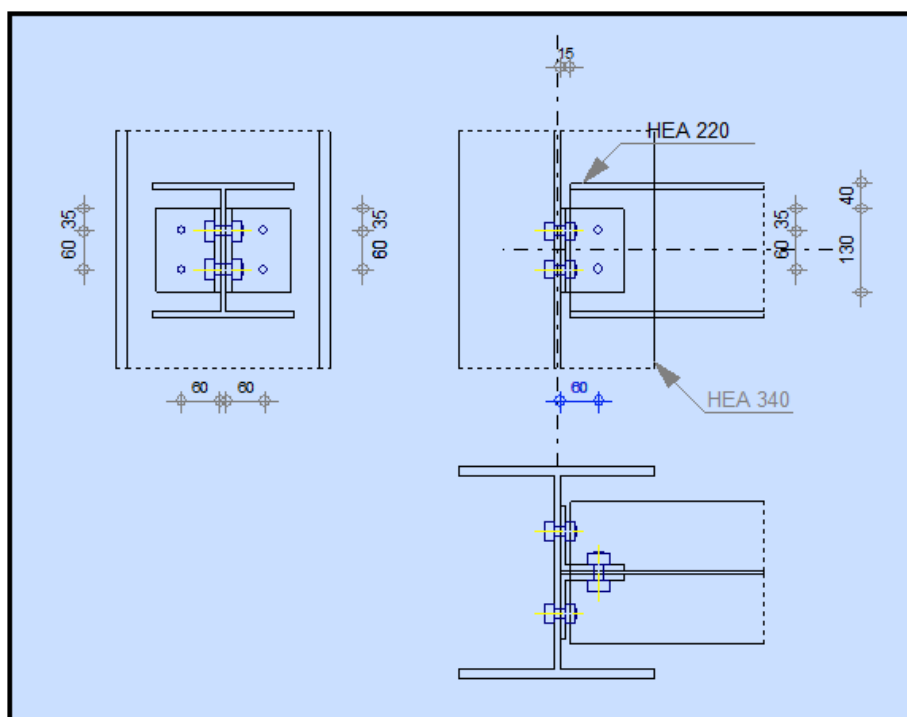


Figure VII. 8 : Vue en plan de l'assemblage poteau-sablière.

VII.2.4.2 Épaisseur de la cornière

- La hauteur de la cornière : 130 mm
- Le diamètre de trou $d_0 = 15$ mm
- Pour la cornière, on suppose : $L \times 100 \times 100 \times 9$

VII.2.4.3 Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons $\varnothing 14$ classe 8.8 dans les deux côtés de la cornière.

$$t = \min(t_w ; t_{\text{cornière}}) = \min(7; 9) = 7 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes (p_1)**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow 33 \text{ mm} \leq p_1 \leq 98 \text{ mm, alors on prend } p_1 = 60 \text{ mm}$$

➤ **Pinces (e_1, e_2)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 18 \text{ mm} \leq e_1 \leq 84 \text{ mm, alors on prend } e_1 = 35 \text{ mm}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 22,5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 84 \text{ mm, alors on prend } e_2 = 60 \text{ mm}$$

VII.2.4.4 Vérification au cisaillement

$$V_{t,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,6 \times \frac{115 \times 800}{1,25} \quad (\text{Tableau 65.3§6.5.5. (6)/CCM97})$$

$$F_{v,Rd} = 4416 \text{ daN}$$

➤ **Cisaillement par effort tranchant (V'_{sd})**

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{4913}{4} = 1228,25 \text{ daN}$$

➤ **Cisaillement par moment ($V_{m,sd}$)**

$$V_{m,sd} = \frac{M_{sd}}{p_1} = \frac{V_{sd}/2 \times e_2}{p_1} = \frac{4913/2 \times 60}{60} = 2456,5 \text{ daN}$$

➤ **Cisaillement total ($V_{t,sd}$)**

$$V_{t,sd} = \sqrt{V'^2_{sd} + V^2_{m,sd}} = \sqrt{1228,25^2 + 2456,5^2} = 2746,45 \text{ daN}$$

$$V_{t,sd} = 2746,45 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 4416 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.4.5 Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{t,sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3§6.5.5. (6)/CCM97})$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,78; 1,33; 2,22; 1) = 0,78$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,78 \times 360 \times 14 \times 7}{1,25} = 5503,68 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{4913}{6} = 818,83 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 5503,68 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.5 Assemblage des stabilités en X (2×L×150×150×12)

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de la barre de la stabilité avec le gousset soudé dans la semelle de poteau.

Les deux barres qui forment un X sont boulonnées avec un gousset au milieu.

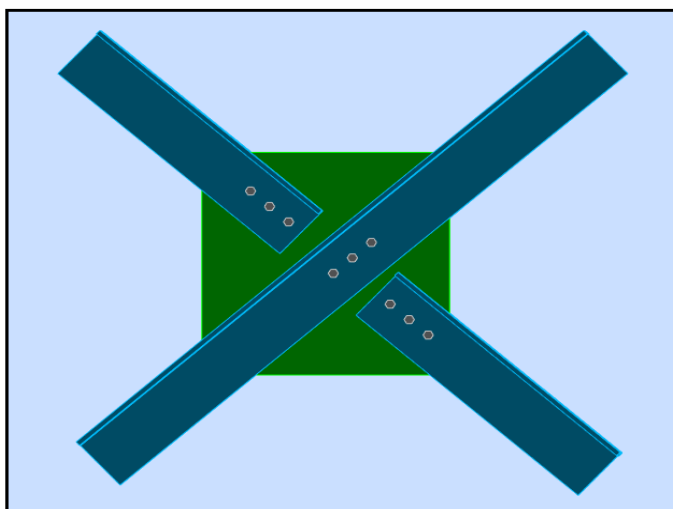


Figure VII. 9 : Vue 3D de l'assemblage au milieu de la stabilité en X.

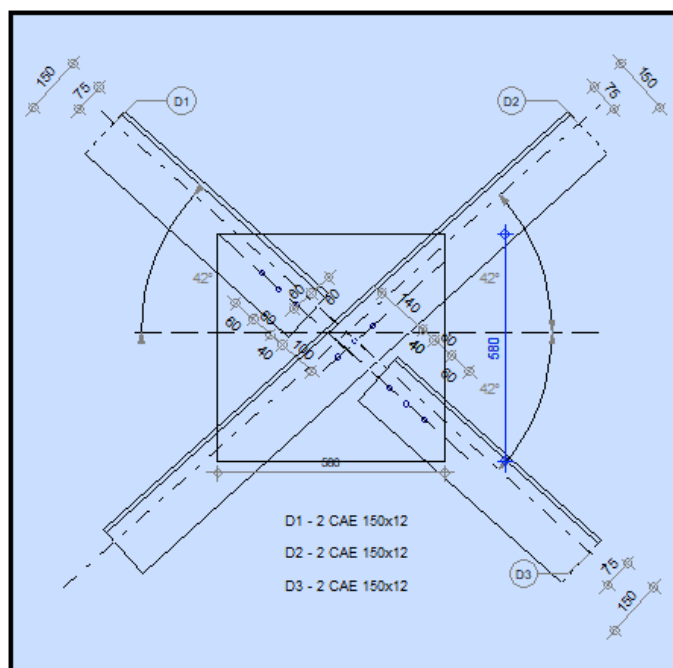


Figure VII. 10 : Vue en plan de l'assemblage au milieu de la stabilité en X.

VII.2.5.1 Effort sollicitant

L'effort sollicitant sur la liaison de l'assemblage « stabilité en X » le plus défavorable calculé par le logiciel ROBOT est :

$$N_{sd} = 9324,34 \text{ daN}$$

VII.2.5.2 Caractéristiques du gousset

- Les dimensions du gousset : 580 mm × 580 mm
- Le diamètre de trou $d_0 = 18\text{mm}$
- On suppose $t = 12 \text{ mm}$

VII.2.5.3 Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file de 3 boulons $\emptyset 16$ classe 5.8 dans chaque côté de la barre.

$$t = \min(t; t_{\text{gousset}}) = \min(12; 12) = 12 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes (p_1)**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow 39,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 168 \text{ mm, alors on prend } p_1 = 60 \text{ mm}$$

➤ **Pinces (e_1)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 144 \text{ mm, alors on prend } e_1 = 40 \text{ mm}$$

VII.2.5.4 Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{N_{sd}}{n_b} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3§6.5.5. (6)/CCM97})$$

$$\text{Avec : } \alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,74; 0,86; 1,39; 1) = 0,74$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,74 \times 360 \times 16 \times 12}{1,25} = 10229,76 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd}}{n_b} = \frac{9324,34}{3} = 3108,11 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 10229,76 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.5.5 Vérification au cisaillement

$$\frac{N_{sd}}{n_b} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3} \S 6.5.5. (6) / \text{CCM97})$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times \frac{157 \times 500}{1,25} = 3140 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd}}{n_b} = \frac{9324,34}{3} = 3108,11 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 3140 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.6 Assemblage de contreventement (2×L×150×150×14)

Cet assemblage est réalisé à l'aide d'un boulonnage d'un gousset au milieu avec les barres du contreventement qui forment un X.

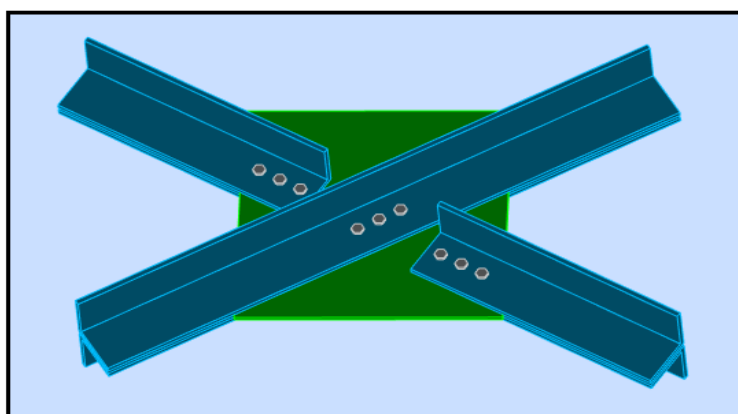


Figure VII. 11 : Vue 3D de l'assemblage au milieu de contreventement.

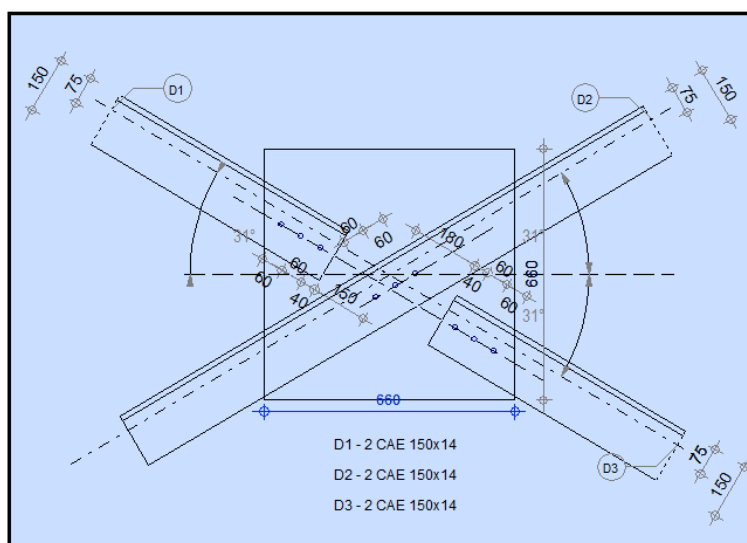


Figure VII. 12 : Vue en plan de l'assemblage au milieu de contreventement.

VII.2.6.1 Effort sollicitant

L'effort sollicitant sur la liaison de l'assemblage « contreventement en X » le plus défavorable calculé par le logiciel ROBOT est :

$$N_{sd} = 11725,08 \text{ daN}$$

VII.2.6.2 Caractéristiques du gousset

- Les dimensions du gousset : 660 mm × 660 mm
- Le diamètre de trou $d_0 = 18 \text{ mm}$
- On suppose $t = 14 \text{ mm}$

VII.2.6.3 Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file de 3 boulons $\emptyset 16$ classe 6.8 dans chaque côté de la barre.

$$t = \min(t; t_{\text{gousset}}) = \min(14; 12) = 12 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes (p_1)**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow 39,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 168 \text{ mm}, \text{ alors on prend } p_1 = 60 \text{ mm}$$

➤ **Pinces (e_1)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 144 \text{ mm}, \text{ alors on prend } e_1 = 40 \text{ mm}$$

VII.2.6.4 Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{N_{sd}}{n_b} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3§6.5.5. (6)/CCM97})$$

Avec :

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,74; 0,86; 1,67; 1) = 0,74$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,74 \times 360 \times 16 \times 12}{1,25} = 10229,76 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd}}{n_b} = \frac{11725,08}{3} = 3908,36 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 10229,76 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.6.5 Vérification au cisaillement

$$\frac{N_{sd}}{n_b} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3} \S 6.5.5. (6)/\text{CCM97})$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times \frac{157 \times 600}{1,25} = 4521,6 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd}}{n_b} = \frac{11725,08}{3} = 3908,36 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 4521,6 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.2.7 Assemblage d'échantignole

Les pannes sont assemblées et fixées aux traverses par les échantignoles sur les toitures inclinées, pour éviter le glissement et le renversement à la pose.

Les efforts dus au soulèvement du vent et l'effort suivant le versant (voir chapitre III dimensionnement des éléments secondaires, l'échantignole),

$$R_{z \max} = -1332,38 \text{ daN}$$

$$R_{y \max} = 54,84 \text{ daN}$$

Dans ce cas, il y a un risque de cisaillement des deux boulons.

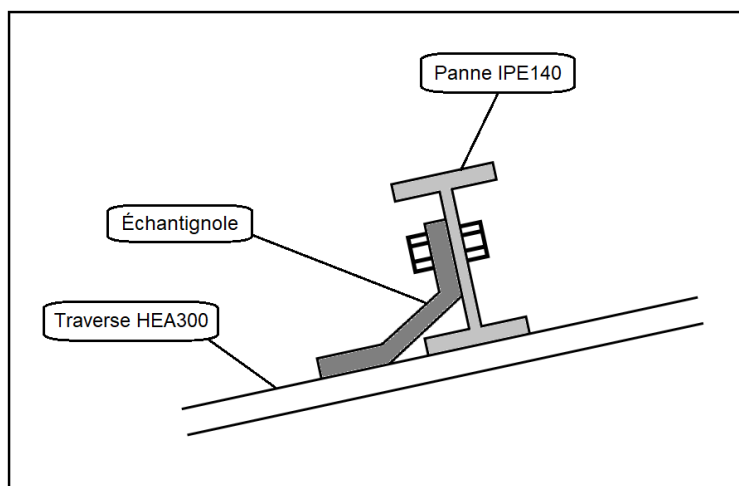


Figure VII. 13 : Assemblage de l'échantignole.

VII.2.7.1 Calcul de l'effort de cisaillement pour un seul boulon

$$F_{V,sd} = \frac{R_{z \max}}{n_b} = \frac{1332,38}{2} = 666,19 \text{ daN}$$

VII.2.7.2 Dimensionnement des boulons

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 6.8.

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = 0,5 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$\rightarrow \frac{\gamma_{mb} \times F_{V,sd}}{0,5 \times f_{ub}} \leq A_s$$

$$\rightarrow \frac{1,25 \times 6661,9}{0,5 \times 600} \leq A_s$$

$$\rightarrow 27,758 \text{ mm}^2 \leq A_s$$

On adopte des boulons ordinaires $\emptyset 12$ classe 6.8.

VII.2.7.3 Résistance des boulons au cisaillement

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd}$$

$$F_{V,Rd} = 0,5 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} \text{ (Tableau 65.3§6.5.5. (6)/CCM97)}$$

$$F_{V,Rd} = 0,5 \times \frac{84,3 \times 600}{1,25} = 2023,2 \text{ daN}$$

$$F_{V,sd} = 666,19 \text{ daN} < F_{V,Rd} = 2023,2 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

L'assemblage panne-échantignole résiste au cisaillement.

VII.2.7.4 Résistance des boulons à l'effort combiné traction-cisaillement

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 \times F_{t,Rd}} \leq 1 \text{ (§6.5.5. (5)/CCM97)}$$

$$F_{t,sd} = \frac{R_{y \max}}{2} = \frac{54,84}{2} = 27,42 \text{ daN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{R_{z \max}}{n_b} = \frac{1332,38}{2} = 666,19 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} \text{ (Tableau 65.3§6.5.5. (6)/CCM97)}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times \frac{84,3 \times 600}{1,25} = 3641,76 \text{ daN}$$

$$F_{V,Rd} = 0,5 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,5 \times \frac{84,3 \times 600}{1,25} = 2023,2 \text{ daN}$$

$$\frac{666,19}{2023,2} + \frac{27,42}{1,4 \times 3641,76} = 0,33 < 1$$

L'assemblage panne-échantignole résiste à l'effort combiné traction-cisaillement.

VII.3 Conclusion

Ce chapitre traite l'étude des assemblages entre les différents éléments de la structure pour assurer la stabilité et la sécurité de cette dernière. L'assemblage des éléments principaux comme poteaux-traverses sont assurés par deux files de 6 boulons Ø16 classe HR10.9, les traverses –traverses sont assurés par deux files de 5 boulons Ø16 classe HR8.8 et les poteaux – consoles de la poutre de roulement sont assurés par deux files de 4 boulons Ø16 classe HR10.9.

Pour les éléments secondaires comme poteau-sablière, il est assuré par une file verticale de 2 boulons Ø14 classe 8.8 dans les deux côtés de la cornière, tandis que celui de la stabilité en X est assuré par une file de 3 boulons Ø16 classe 5.8 dans chaque côté de la barre, enfin le contreventement est assuré par une file de 3 boulons Ø16 classe 6.8 dans chaque côté de la barre.

Chapitre VIII

Étude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont faites pour transmettre toutes les sollicitations de la superstructure 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 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.2 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant les critères à savoir :

- Stabilité totale de la structure.
- Solution économique et facile à réaliser.
- Type de construction.
- Caractéristiques du sol.
- Charge apportée par la structure.

VIII.3 Caractéristiques géotechniques du sol

D'après le rapport géotechnique, la contrainte admissible du sol :

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 1,15 \text{ bars (Annexe G.1)}$$

VIII.4 Pied de poteaux

VIII.4.1 Introduction

Les portiques de la structure possèdent des pieds de poteaux encastés, ce type de liaison est nécessaire dans le cas d'un pont roulant.

Les pieds de poteaux sont constitués d'une plaque d'assise (la platine) soudée au poteau et des types d'ancrages noyés dans le béton.

Dans ce cas, le poteau est sollicité en pied par un effort axial et un moment de flexion.

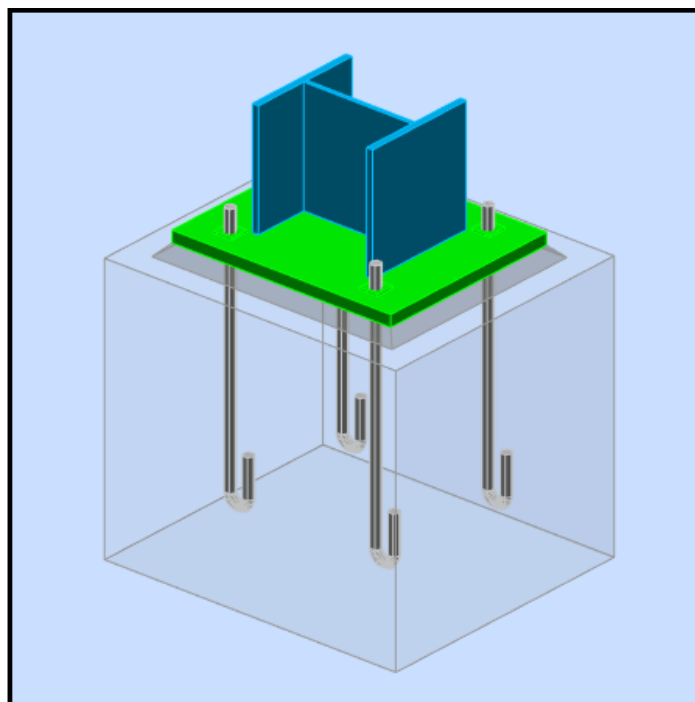


Figure VIII. 1 : Vue 3D de l'assemblage pied de poteaux.

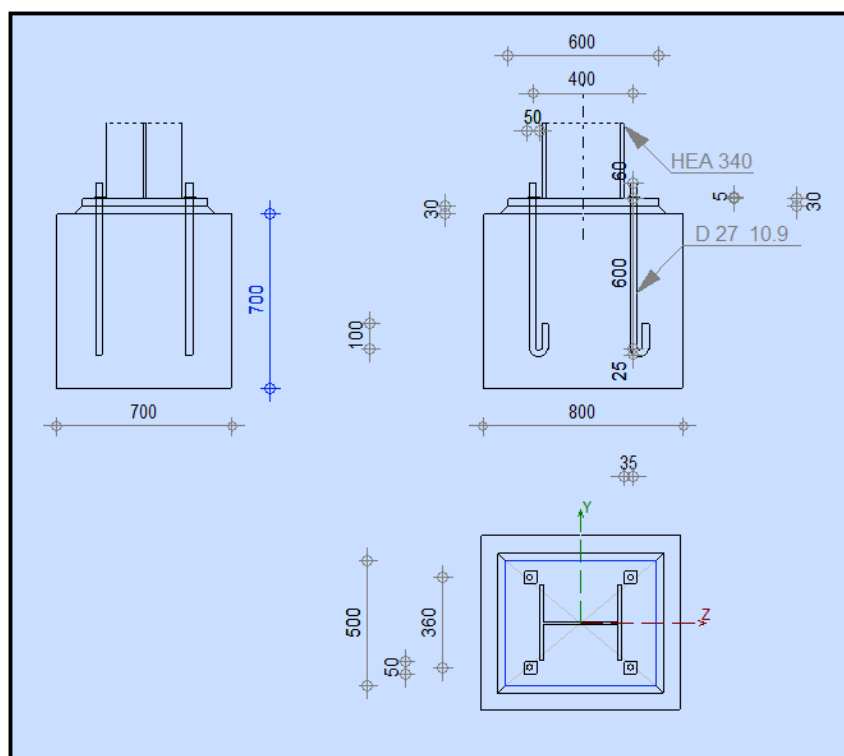


Figure VIII. 2 : Détails d'assemblage pied de poteau rigide.

VIII.4.2 Efforts et sollicitations

D'après le logiciel **ROBOT**, on prend les valeurs de charges les plus importantes qui sont :

- $N_{c,sd,max} = 35447,97 \text{ daN}$
- $M_{sd} = -12006,47 \text{ daN.m}$
- $V_{sd,max} = 11415,07 \text{ daN}$
- $N_{t,sd,max} = -14205,70 \text{ daN}$

VIII.4.3 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement

$$f_j = \beta_j \times \alpha \times f_{cd}$$

La valeur de coefficient du matériau de scellement : $\beta_j = \frac{2}{3}$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, On prend : $\alpha = 1,5$

Résistance du béton à la compression :

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c}$$

Fondation en béton de classe **C25/30** : $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

$\gamma_c = 1,5$ et $\alpha_{cc} = 1$

$$\rightarrow f_{cd} = \frac{1 \times 25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$$

D'où :

$$f_j = \frac{2}{3} \times 1,5 \times 16,67 = 16,67 \text{ MPa}$$

VIII.4.3.1 Estimation de l'aire de la plaque d'assise

$$A_{C0} = \max \left[\frac{1}{h \times b} \times \left(\frac{N_{j,sd}}{f_j} \right)^2 ; \frac{N_{j,sd}}{f_j} \right]$$

$$A_{C0} = \max \left[\frac{1}{330 \times 300} \times \left(\frac{354479,7}{16,67} \right)^2 ; \frac{354479,7}{16,67} \right]$$

$$A_{C0} = \max[4567,48; 21264,53] = 21264,53 \text{ mm}^2$$

VIII.4.3.2 Choix du type de la plaque d'assise

$$A_{C0} = 21264,53 \text{ mm}^2 < 0,95 \times h \times b = 94050 \text{ mm}^2$$

→ Adopter une plaque d'assise à projection courte.

VIII.4.3.3 Dimensionnement de la platine

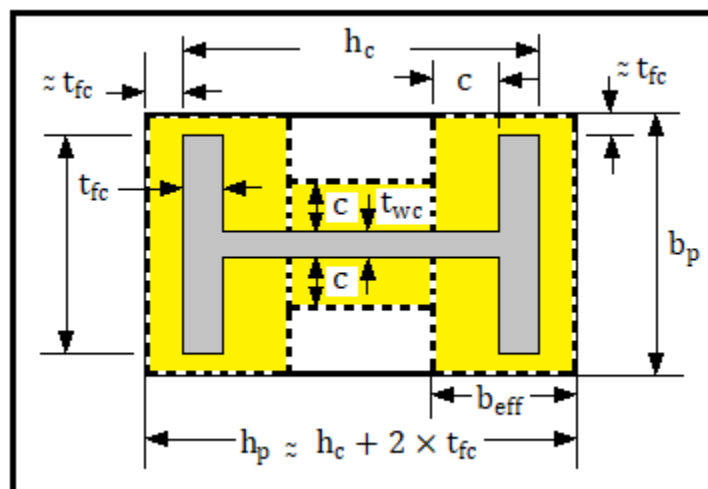


Figure VIII. 3 : Dimension de la platine.

$$\begin{cases} h_p \geq h_{fc} + 2 \times t_f = 330 + 2 \times 16,5 = 363 \text{ mm} \\ b_p \geq b_{fc} + 2 \times t_f = 300 + 2 \times 16,5 = 333 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend :

$$\begin{cases} h_p = 600 \text{ mm} \\ b_p = 500 \text{ mm} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$A_{C0} = h_p \times b_p = 600 \times 500 = 300000 \text{ mm}^2 > 21264,53 \text{ mm}^2$$

Donc : les dimensions de notre plaque d'assise sont : 500 mm × 600 mm.

VIII.4.3.4 Dimensionnement de la largeur d'appui supplémentaire

En posant : $t = 30$ mm, comme épaisseur de la platine.

$$c = 30 \times \sqrt{\frac{f_y}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M_0}}} = 30 \times \sqrt{\frac{235}{3 \times 16,67 \times 1,1}} = 62 \text{ mm}$$

$$c = 62 \text{ mm} < (h - 2 \times t_f) / 2 = (330 - 2 \times 16,5) / 2 = 148,5 \text{ mm}$$

→ Il n'y a pas de recouvrement des ailes en compression pour les tronçons des deux semelles.

VIII.4.3.5 Disposition constructive

L'ancrage est réalisé par 4 tiges d'ancrage de diamètre $\phi = 27$ mm, classe 10.9.

$$d_0 = \phi + 3 = 27 + 3 = 30 \text{ mm}$$

$$t = t_p = 30 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes (p_1, p_2)**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14.t \rightarrow 66 \text{ mm} \leq p_1 \leq 420 \text{ mm, alors on prend}$$

$$p_1 = 400 \text{ mm}$$

$$2,4 d_0 \leq p_2 \leq 14.t \rightarrow 72 \text{ mm} \leq p_2 \leq 420 \text{ mm, alors on prend}$$

$$p_2 = 360 \text{ mm}$$

➤ **Pinces (e_1, e_2)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 8.t \rightarrow 36 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm, alors on prend}$$

$$e_1 = 100 \text{ mm}$$

$$1,2 d_0 \leq e_2 \leq 8.t \rightarrow 36 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm, alors on prend}$$

$$e_2 = 70 \text{ mm}$$

VIII.4.4 Soudure de la platine

- **Cordon de soudure** : On choisit le cordon de soudure platine-poteau à l'aide de l'abaque pré-dimensionnement de la gorge. (Annexe G-G.3)

- Épaisseur de la platine : $e_p = 30 \text{ mm}$
- Épaisseur de la semelle HEA340: $t_f = 16,5 \text{ mm}$
- Épaisseur de l'âme HEA340 : $t_w = 9,5 \text{ mm}$

- **Soudure de la semelle de la poutre sur la platine (a_f)**

Épaisseur la plus mince entre la semelle et la platine

$$t_{\min} = \min(t_f; t_p) = \min(16,5; 30) = 16,5 \text{ mm}$$

$$3,83 \text{ mm} \leq a_f \leq 11,33 \text{ mm} \rightarrow \text{par projection} \rightarrow a_f = 8 \text{ mm}$$

- **Soudure de l'âme de la poutre sur la platine (a_w)**

Épaisseur la plus mince entre l'âme et la platine

$$t_{\min} = \min(t_w; t_p) = \min(9,5; 30) = 9,5 \text{ mm}$$

$$2,65 \text{ mm} \leq a_w \leq 6,32 \text{ mm} \rightarrow \text{par projection} \rightarrow a_w = 6 \text{ mm}$$

- **Vérification de la soudure de la semelle à la traction**

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

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisée est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$

- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle

$$\sum l = 590 \text{ mm} ; a_f = 8 \text{ mm}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{8 \times 590 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 120151,58 \text{ daN}$$

$$N_{t,sd} = 14205,70 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 120151,58 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la soudure de l'âme à la traction

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

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisée est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$
- La longueur totale des cordons de soudure de l'âme.

$$\sum l = 558 \text{ mm} ; a_w = 6 \text{ mm}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{6 \times 558 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 85226,17 \text{ daN}$$

$$N_{t,sd} = 14205,70 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 85226,17 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.4.5 Vérification de la résistance en compression d'un tronçon en T de la semelle

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \times b_{eff} \times l_{eff}$$

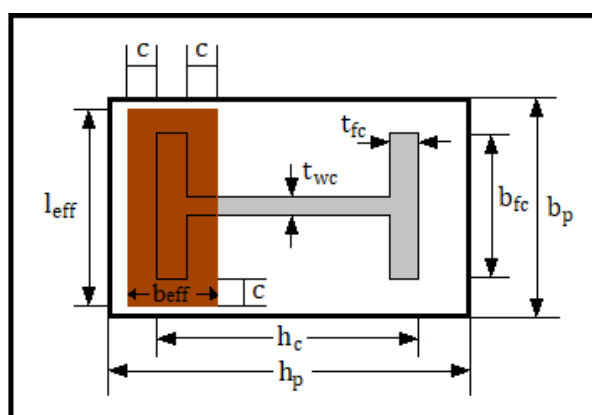


Figure VIII. 4 : Illustration de la partie comprimée du pied de poteau.

$$l_{\text{eff}} = \min(b_p; b_{fc} + 2 \times c)$$

$$l_{\text{eff}} = \min(500; 300 + 2 \times 62) = \min(500; 424) = 424 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} = \min\left(c; \frac{h_c}{2} - t_{fc}\right) + t_{fc} + \min\left(c; \frac{h_p - h_c}{2}\right)$$

$$\rightarrow b_{\text{eff}} = \min\left(62; \frac{330}{2} - 16,5\right) + 16,5 + \min\left(62; \frac{600 - 330}{2}\right)$$

$$\rightarrow b_{\text{eff}} = \min(62; 148,5) + 16,5 + \min(62; 135)$$

$$\rightarrow b_{\text{eff}} = 62 + 16,5 + 62 = 140,5 \text{ mm}$$

D'où :

$$F_{c,Rd} = 16,67 \times 140,5 \times 424 = 99306,52 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 35447,97 \text{ daN} < F_{c,Rd} = 99306,52 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : la résistance en compression d'un tronçon en T de semelle est vérifiée.

VIII.4.6 La résistance d'une tige d'ancrage à la traction

La résistance de calcul des boulons d'ancrage $F_{t,Rd,anchor}$ égale à la plus petite des valeurs de la résistance de calcul à la traction du boulon d'ancrage $F_{t,Rd}$ et de la résistance de calcul de l'adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage $F_{t,bond,Rd}$.

$$F_{t,Rd,anchor} = \min(F_{t,bond,Rd}; F_{t,Rd})$$

Où :

➤ **$F_{t,bond,Rd}$: Résistance de l'adhérence de la tige avec le béton :**

On a : $d = 27 \text{ mm} < 32 \text{ mm}$, donc :

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times d \times l_b \times f_{bd}}{2,25}$$

$$f_{bd} = \frac{0,36 \times \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36 \times \sqrt{25}}{1,5} = 1,2 \text{ MPa}$$

- d : Diamètre de la tige : $d = 27 \text{ mm}$
- l_b : L'encrage dans le béton : $l_b = 600 \text{ mm}$
- f_{ck} : résistance du béton : $f_{ck} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\rightarrow F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times 27 \times 600 \times 1,2}{2,25} = 2714,34 \text{ daN}$$

- $F_{t,Rd}$: Résistance de la tige à la traction:

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times \frac{459 \times 1000}{1,25} = 33048 \text{ daN}$$

- $F_{t,Rd,anchor} = \min(2714,34 ; 33048) = 2714,34 \text{ daN}$

VIII.4.7 Vérification de la présence d'un effet de levier

VIII.4.7.1 Calcul de la longueur efficace du tronçon en T (L_{eff})

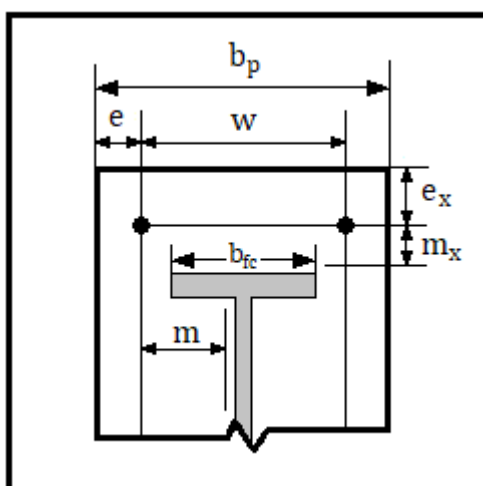


Figure VIII. 5 : Disposition constructive.

$$w = 360 \text{ mm} ; e = 70 \text{ mm} ; e_x = 100 \text{ mm} ; m_x = 25,95 \text{ mm} ; m = 168,46 \text{ mm}$$

Avec :

$$m_x = \frac{400 - 330}{2} - 0,8 \times \sqrt{2} \times a_f = 35 - 0,8 \times \sqrt{2} \times 8 = 25,95 \text{ mm}$$

$$m = 180 - \frac{t_w}{2} - 0,8 \times \sqrt{2} \times a_w = 180 - 4,75 - 0,8 \times \sqrt{2} \times 6 = 168,46 \text{ mm}$$

- Mécanisme circulaire :

$$L_{eff,cp} = \min \begin{cases} 2 \cdot \pi \cdot m = 2 \times 3,14 \times 168,46 = 1057,93 \text{ mm} \\ \pi \cdot m_x + w = 3,14 \times 25,95 + 360 = 441,48 \text{ mm} \\ \pi \cdot m_x + 2 \cdot e = 3,14 \times 25,95 + 2 \times 70 = 221,48 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\rightarrow L_{eff,cp} = 221,48 \text{ mm}$$

- Mécanisme non circulaire :

$$L_{\text{eff,nc}} = \min \begin{cases} 4 \cdot m + 1,25 \cdot e_x \\ 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x + w/2 \\ 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x + e \\ b_p/2 \end{cases}$$

$$L_{\text{eff,nc}} = \min \begin{cases} 4 \times 168,46 + 1,25 \times 100 = 798,84 \text{ mm} \\ 2 \times 25,95 + 0,625 \times 100 + 360/2 = 294,4 \text{ mm} \\ 2 \times 25,95 + 0,625 \times 100 + 70 = 184,4 \text{ mm} \\ 500/2 = 250 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\rightarrow L_{\text{eff,nc}} = 184,4 \text{ mm}$$

VIII.4.7.2 Résistance de la partie tendue de l'assemblage

➤ Vérification de la présence de l'effet de levier : $L_b \geq L_b^*$

L_b : longueur d'allongement du boulon d'ancrage :

$$L_b = 8 \times d + e_m + t_p + t_{wa} + 0,5 \times k$$

t_{wa} : épaisseur de la rondelle : $t_{wa} = 5 \text{ mm}$

k : épaisseur de l'écrou : $k = 0,8 \cdot d = 0,8 \times 27 = 21,6 \text{ mm}$

e_m : épaisseur de mortier de calage : $e_m = 30 \text{ mm}$

$$\rightarrow L_b = 8 \times 27 + 30 + 30 + 5 + 0,5 \times 21,6 = 291,8 \text{ mm}$$

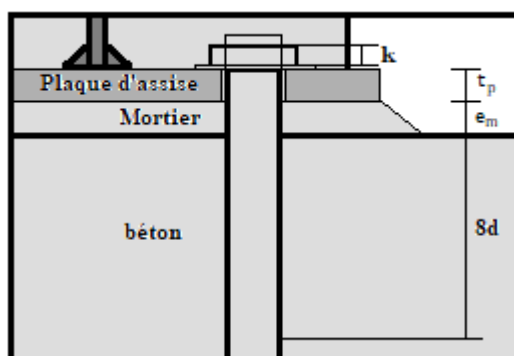


Figure VIII. 6 : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage.

L_b^* : Longueur limite d'allongement du boulon d'ancrage :

$$L_b^* = \frac{8,8 \times m^3 \times A_s}{L_{\text{eff},1} \times t_p^3} = \frac{8,8 \times 168,46^3 \times 459}{184,4 \times 30^3} = 3878,48 \text{ mm} > L_b = 301,8 \text{ mm}$$

Avec : $L_{\text{eff},1} = \min(L_{\text{eff,cp}}; L_{\text{eff,nc}}) = \min(221,48; 184,4) = 184,4 \text{ mm}$

Donc : l'effet de levier est développé et les modes de ruine 1 et 2 sont considérés.
(Annexe G - G.4)

VIII.4.8 Calcul de la résistance de l'assemblage à la traction

- Résistance à la flexion de la plaque d'assise (par unité de longueur)

$$m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 \times f_{yp}}{4 \times \gamma_{M_0}} = \frac{30^2 \times 235}{4 \times 1,1} = 4806,82 \text{ daN}$$

La résistance finale de l'assemblage d'un tronçon en T équivalent tendu pris égale à la valeur de résistance la petite des modes de ruine.

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,1,Rd}; F_{t,2,Rd})$$

- Mode 1

$$F_{t,1,Rd} = \frac{4 \times M_{pl,1,Rd}}{m}$$

Avec :

$$M_{pl,1,Rd} = m_{pl,Rd} \times L_{eff,1}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 4806,82 \times 184,4 \times 10^{-3} = 886,38 \text{ daN.m}$$

$$L_{eff,1} = \min(L_{eff,cp}; L_{eff,nc}) = \min(221,48; 184,4) = 184,4 \text{ mm}$$

D'où :

$$F_{t,1,Rd} = \frac{4 \times 886,38}{168,46 \times 10^{-3}} = 21046,66 \text{ daN}$$

- Mode 2

$$F_{t,2,Rd} = \frac{4 \times M_{pl,2,Rd} + 2 \times n \times F_{t,Rd,anchor}}{m + n}$$

$$n = \min(e; 1,25m) = \min(70 \text{ mm}; 1,25m) = 70 \text{ mm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = m_{pl,Rd} \times L_{eff,2}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 4806,82 \times 184,4 \times 10^{-3} = 886,38 \text{ daN.m}$$

$$L_{eff,2} = L_{eff,nc} = 184,4 \text{ mm}$$

$$F_{t,2,Rd} = \frac{2 \times 886,38 + 2 \times 70 \times 10^{-3} \times 2714,34}{(168,46 + 70) \times 10^{-3}} = 9027,79 \text{ daN}$$

- $F_{t,Rd} = \min(21046,66 ; 9027,79) = 9027,79 \text{ daN}$

- $N_{t,Rd} = \sum F_{t,Rd} = 3 \times 9027,79 = 27083,37 \text{ daN}$

➤ Vérification que :

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

$$N_{t,sd} = 14205,70 \text{ daN} < N_{t,Rd} = 27083,37 \text{ daN} \text{ Condition vérifiée.}$$

VIII.4.9 Vérification de la résistance à la flexion de pied de poteau encastré en présence de l'effort axial

VIII.4.9.1 Calcul de l'excentricité « e »

La résistance à la flexion dépend de l'excentricité :

$$e_N = \frac{M_{sd}}{N_{sd}}$$

$$e_N = \frac{-12006,47}{35447,97}$$

$$e_N = -0,339 \text{ m} = -339 \text{ mm}$$

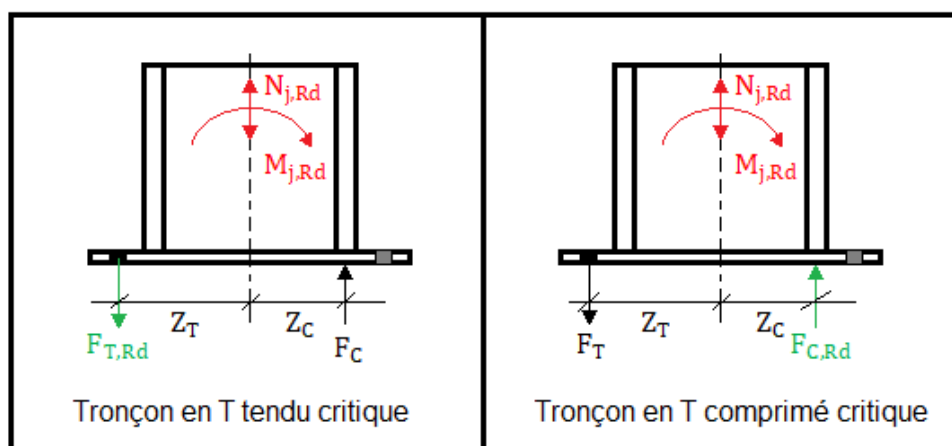


Figure VIII. 7 : Illustration moment + effort normal.

VIII.4.9.2 Détermination de bras de levier Z

$$Z_C = \frac{h_c}{2} - \frac{t_f}{2} = \frac{330}{2} - \frac{16,5}{2} = 156,75$$

$$Z_T = \frac{400}{2} = 200 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} N_{sd} = 35447,97 \text{ daN} > 0 \\ e = -339 \text{ mm} < -Z_{T,r} = -200 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \text{Côté gauche comprimé} \\ \text{Côté droit tendu} \end{cases} \rightarrow Z = Z_C + Z_T$$

$$Z = 156,75 + 200 = 356,75 \text{ mm} \rightarrow (\text{Bras de levier})$$

Moment de flexion dominant :

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = \min \left(\frac{-F_{c,Rd} \times Z}{\frac{Z_T}{e_N} + 1} ; \frac{F_{t,Rd} \times Z}{\frac{Z_c}{e_N} - 1} \right)$$

$$M_{Rd} = \min \left(\frac{-99306,52 \times 356,75 \times 10^{-3}}{\frac{200}{-339} + 1} ; \frac{9027,79 \times 356,75 \times 10^{-3}}{\frac{156,75}{-339} - 1} \right)$$

$$M_{Rd} = \min(-86402,57 ; -2202,33) = -86402,57 \text{ daN.m}$$

D'où :

$$M_{sd} = 12006,47 \text{ daN.m} < M_{Rd} = 86402,57 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : le pied de poteau encastré résiste à la flexion en présence de l'effort axial.

VIII.4.10 Résistance au cisaillement de l'assemblage

VIII.4.10.1 Résistance de calcul au frottement

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} + n_b \times F_{vb,Rd}$$

Résistance par frottement en présence d'un effort axial de compression

$$F_{f,Rd} = 0,2 \times N_{sd} = 0,2 \times 35447,97 = 7089,59 \text{ daN}$$

Pour 4 tiges **M27** d'ancrage de classe **10.9** :

Boulon	d (mm)	d ₀ (mm)	A _s (mm ²)	f _{yb} (MPa)	f _{ub} (MPa)
M27	27	30	459	900	1000

Tableau VIII. 1. Caractéristiques du boulon M27.

VIII.4.10.2 Résistance au cisaillement d'un boulon d'ancrage

$$F_{v,Sd} < F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M_2}}$$

$$\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 \times f_{yb} = 0,44 - 0,0003 \times 900 = 0,17$$

$$n_b = 4 \text{ (4 tiges d'ancrage)}$$

$$\rightarrow F_{vb,Rd} = \frac{0,17 \times 1000 \times 459}{1,25} = 6242,4 \text{ daN}$$

$$F_{v,Rd} = 7089,59 + 4 \times 6242,4 = 32059,19 \text{ daN}$$

D'où : $F_{V,Sd} = 11415,07 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 32059,19 \text{ daN}$ Condition vérifiée.

Donc : le boulon d'ancrage résiste au cisaillement.

VIII.4.11 Vérification à la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_1 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$n = 4$ (4 tiges d'ancrage) ; $d = 27 \text{ mm}$; $d_0 = d + 3 = 30 \text{ mm}$; $t = t_p = 30 \text{ mm}$.

$$\alpha = \min \left(\left(\frac{e_1}{3 \times d_0} \right); \left(\frac{p_1}{3 \times d_0} - 0,25 \right); \left(\frac{f_{ub}}{f_u} \right); 1 \right)$$

$$\alpha_b = \min \left(\left(\frac{100}{3 \times 30} = 1,11 \right); \left(\frac{400}{3 \times 30} - 0,25 = 4,19 \right); \left(\frac{1000}{360} = 2,78 \right); 1 \right) = 1$$

$$K_1 = \min \left(\left(2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \right); \left(1,4 \times \frac{p_2}{d_0} \right); 2,5 \right)$$

$$K_1 = \min \left(\left(2,8 \times \frac{70}{30} - 1,7 = 4,83 \right); \left(1,4 \times \frac{360}{30} = 16,8 \right); 2,5 \right) = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 27 \times 30}{1,25} = 58320 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{11415,07}{4} = 2853,77 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 58320 \text{ daN} \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc : l'assemblage est vérifié à la pression diamétrale.

VIII.5 Étude de l'infrastructure

VIII.5.1 Introduction

En ce qui concerne la structure, on a un type de semelle isolée. Le dimensionnement des fondations superficielles est fait selon le règlement **BAEL91**.

VIII.5.2 Détermination des sollicitations

D'après le logiciel ROBOT, on prend les valeurs de charges les plus importantes qui sont :

$$\text{E. L. U} \begin{cases} N_u = 35447,97 \text{ daN} \\ M_u = -12006,47 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\text{E. L. S} \begin{cases} N_s = 24366,63 \text{ daN} \\ M_s = -8141,02 \text{ daN.m} \end{cases}$$

VIII.5.3 Dimensionnement de la semelle

VIII.5.3.1 Calcul de l'excentricité e

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s}$$

$$e_0 = \frac{8141,02}{24366,63}$$

$$e_0 = 0,33 \text{ m}$$

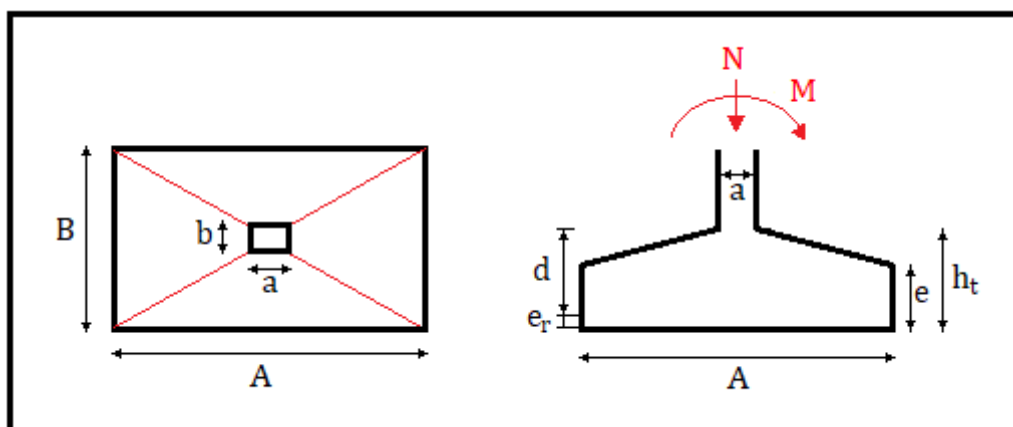


Figure VIII. 8 : Les dimensions de la semelle.

VIII.5.3.2 Dimensionnement de la semelle

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.

$$\text{Dimensions de la plaque d'assise} \begin{cases} a_p = 0,6 \text{ m} \\ b_p = 0,5 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Dimensions du fût} \begin{cases} a = a_p + 0,2 = 0,8 \text{ m} \\ b = b_p + 0,2 = 0,7 \text{ m} \end{cases}$$

On a :

$$\frac{a}{b} = \frac{0,8}{0,7} = 1,14 \text{ (Semelle rectangulaire)}$$

On suppose $B = 1,80 \text{ m}$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1,14 \rightarrow A = B \times \frac{a}{b} \rightarrow 1,8 \times 1,14 = 2,052 \text{ m}$$

On prend $\begin{cases} A = 2,1 \text{ m} \\ B = 1,8 \text{ m} \end{cases}$

Avec : A et B sont les dimensions (longueur et largeur) de la semelle.

VIII.5.3.3 Condition de résistance du sol

$$e_0 = 0,33 \text{ m} < \frac{A}{6} = \frac{2,1}{6} = 0,35 \text{ m}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{3/4} = \left(1 + 3 \times \frac{e_0}{A}\right) \times \frac{P}{A \cdot B} < \overline{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{3/4} = \left(1 + 3 \times \frac{0,33}{2,1}\right) \times \frac{24366,63}{2,1 \times 1,8} = 9485,12 \text{ daN/m}^2$$

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 1,15 \text{ bars} = 11500 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_{3/4} = 9485,12 \text{ daN/m}^2 < \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 11500 \text{ daN/m}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

VIII.5.3.4 Hauteur de la semelle

$$d = \max\left(\frac{2,1 - 0,8}{4}; \frac{1,8 - 0,7}{4}\right) = \max(32,5; 27,5) = 32,5 \text{ cm}$$

On prend : $d = 35 \text{ cm}$

Alors : $h_t = d + 5 = 35 + 5 = 40 \text{ cm}$: Hauteur totale de la semelle.

VIII.5.4 Vérification de la stabilité au renversement

$$e_0 = 0,33 \text{ m} < \frac{A}{4} = \frac{2,1}{4} = 0,53 \text{ m} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$e_0 = 0,33 \text{ m} < \frac{B}{4} = \frac{1,8}{4} = 0,45 \text{ m} \text{ Condition vérifiée.}$$

VIII.5.5 Calcul du ferrailage

VIII.5.5.1 Ferrailage dans la direction de A

ELU :

$$e_0 = 0,34 \text{ m} < \frac{A}{6} = \frac{2,1}{6} = 0,35 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,34 \text{ m} > \frac{A}{18} = \frac{2,1}{18} = 0,12 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,34 \text{ m} > \frac{A}{24} = \frac{2,1}{24} = 0,09 \text{ m}$$

$$A_{a,u} = \frac{M_1}{z \times \sigma_{st}}$$

$$M_1 = \left(\frac{A}{2} - 0,35 \times a \right)^2 \times \left(1 + \frac{4 \times e_0}{A} + \frac{1,4 \times e_0 \times a}{A^2} \right) \times \left(\frac{N_u}{2 \times A} \right)$$

$$M_1 = \left(\frac{2,1}{2} - 0,35 \times 0,8 \right)^2 \times \left(1 + \frac{4 \times 0,34}{2,1} + \frac{1,4 \times 0,34 \times 0,8}{2,1^2} \right) \times \left(\frac{35447,97}{2 \times 2,1} \right)$$

$$M_1 = 8676,90 \text{ daN.m}$$

$$z = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,35 = 0,32 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$A_{a,u} = \frac{8676,90 \times 10^2}{32 \times 347,83} = 7,78 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$e_0 = 0,33 \text{ m} < \frac{A}{6} = \frac{2,1}{6} = 0,35 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,33 \text{ m} > \frac{A}{18} = \frac{2,1}{18} = 0,12 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,33 \text{ m} > \frac{A}{24} = \frac{2,1}{24} = 0,09 \text{ m}$$

$$A_{a,s} = \frac{M_1}{z \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$M_1 = \left(\frac{A}{2} - 0,35 \times a \right)^2 \times \left(1 + \frac{4 \times e_0}{A} + \frac{1,4 \times e_0 \times a}{A^2} \right) \times \frac{N_s}{2 \times A}$$

$$M_1 = \left(\frac{2,1}{2} - 0,35 \times 0,8 \right)^2 \times \left(1 + \frac{4 \times 0,33}{2,1} + \frac{1,4 \times 0,33 \times 0,8}{2,1^2} \right) \times \left(\frac{24366,63}{2 \times 2,1} \right)$$

$$M_1 = 5890,17 \text{ daN.m}$$

$$z = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,35 = 0,32 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = \min(266,67; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{F. P}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} ; \eta = 1,6 \text{ acier H. A}$$

$$A_{a,s} = \frac{5890,17 \times 10^2}{32 \times 2016,3} = 9,13 \text{ cm}^2$$

VIII.5.5.2 Ferrailage dans la direction de B

Le ferrailage dans la direction de B sera calculé par la méthode de bielle en remplaçant N par N'.

ELU :

$$e_0 = 0,34 \text{ m}$$

$$A_{b,u} = \frac{N'_u \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$N'_u = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A}\right)$$

$$N'_u = 35447,97 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,34}{2,1}\right) = 52665,56 \text{ daN}$$

$$A_{b,u} = \frac{52665,56 \times (180 - 70)}{8 \times 35 \times 3478,3} = 5,95 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$e_0 = 0,33 \text{ m}$$

$$A_{b,s} = \frac{N'_s \times (B - b)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec :

$$N'_s = N_s \times \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A}\right)$$

$$N'_s = 24366,63 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,33}{2,1}\right) = 35853,76 \text{ daN}$$

$$A_{b,s} = \frac{35853,76 \times (180 - 70)}{8 \times 35 \times 2016,3} = 6,99 \text{ cm}^2$$

VIII.5.5.3 Vérification de la condition de non-fragilité

- **Sens A**

$$A_{\min} = 0,23 \times A \times d \times \frac{f_t}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 210 \times 35 \times \frac{2,1}{400} = 8,88 \text{ cm}^2 < A_{a,s} = 9,13 \text{ cm}^2$$

- **Sens B**

$$A_{\min} = 0,23 \times B \times d \times \frac{f_t}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 180 \times 35 \times \frac{2,1}{400} = 7,61 \text{ cm}^2 > A_{b,s} = 6,99 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion :**

On prend **10T12** ; avec $A_{st} = 11,3 \text{ cm}^2$ pour le sens **A**.

On prend **12T12** ; avec $A_{st} = 13,56 \text{ cm}^2$ pour le sens **B**.

VIII.5.5.4 Dispositions constructives

Les armatures seront munies des crochets si :

$$\begin{cases} L_s > A/4 \text{ dans le sens A} \\ L_s > B/4 \text{ dans le sens B} \end{cases}$$

$$L_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

L_s : Longueur de scellement

f_e : 400 MPa

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$\Psi = 1,5$ pour HA

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

- **Suivant A :**

$$L_s = \frac{1,2}{4} \times \frac{400}{2,835} = 42,33 \text{ cm} < \frac{A}{4} = \frac{210}{4} = 52,5 \text{ cm}$$

- **Suivant B :**

$$L_s = \frac{1,2}{4} \times \frac{400}{2,835} = 42,33 \text{ cm} < \frac{B}{4} = \frac{180}{4} = 45 \text{ cm}$$

Donc :

D'après le BAEL91, les armatures ne seront pas munies de crochets.

VIII.5.5.5 Détermination de la hauteur de patin « e »

$$e \geq \max(6\phi + 6\text{cm}, 15 \text{ cm})$$

$$e \geq \max(6 \times 1,2 + 6\text{cm}, 15 \text{ cm}) = \max(13,2\text{cm}, 15 \text{ cm}) = 15\text{cm}$$

Donc : on prend $e = 15 \text{ cm}$

VIII.5.5.6 Calcul de l'espacement

$$S_t \leq \min(15\phi_{\min}; 40\text{cm}) = \min(15 \times 1,2; 40\text{cm}) = \min(18 \text{ cm}; 40\text{cm})$$

On prend :

$$S_t = 18 \text{ cm (sens A)}$$

$$S_t = 17 \text{ cm (sens B)}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens	A_s cm^2	A_{\min} cm^2	Nombre de barres	A_s cm^2	S_t cm
A	9,13	8,88	10T12	11,3	18
B	6,99	7,61	12T12	13,56	17

Tableau VIII. 2. Ferrailages choisis pour la semelle.

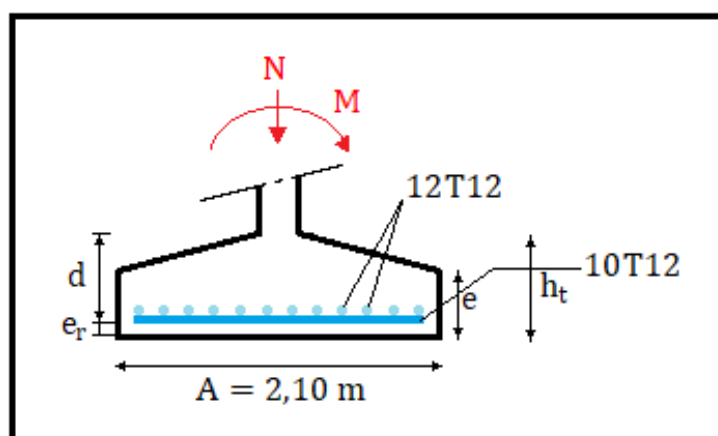


Figure VIII. 9 : Vue du ferrailage des semelles isolées.

VIII.6 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/V2003**.

VIII.6.1 Pré-dimensionnement des longrines

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 30 cm × 30 cm pour la catégorie de site S_4 .

Pour notre cas, on optera pour des longrines de section $(b \times h) = (30 \times 30)$ cm².

VIII.6.2 Calcul des ferrillages longitudinaux

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N_{sd}}{\alpha} \geq 20\text{KN} = 2000 \text{ daN} \quad (\text{RPA99 Version 2003. Article. 10.1.1. b})$$

Avec :

N_{sd} : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisisés, donc : on prend les efforts normaux du poteau le plus sollicité :

$$\begin{cases} N_u = 35447,97 \text{ daN (ELU)} \\ N_s = 24366,63 \text{ daN (ELS)} \end{cases}$$

α : Coefficient en fonction de la zone et de la catégorie de site considéré.

Pour notre cas : zone sismique IIa et catégorie de site $S_4 \rightarrow \alpha = 10$

- **ELU**

$$F = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{35447,97}{10} = 3544,797 > 2000 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\rightarrow A_u = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{3544,797}{3478,3} = 1,02 \text{ cm}^2$$

- **ELS**

$$F = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{24366,63}{10} = 2436,66 \text{ daN} > 2000 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\rightarrow A_s = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{2436,66}{2016,3} = 1,21 \text{ cm}^2$$

Le **RPA99/V2003** exige une section minimale :

$$A_{\min} = 0,6\% B = 0,6\% (30 \times 30) = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } B = (b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : on prend } \mathbf{6T12} \text{ avec : } A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2$$

VIII.6.2.1 Vérification de la condition de non-fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2 < A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } d = 0,9 \times h = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm.}$$

Donc : la condition de non-fragilité est vérifiée.

VIII.6.2.2 Calcul des armatures transversales

$$\phi_{\min} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{\min}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{300}{35}; \phi_{\min}; \frac{300}{10}\right)$$

$$\rightarrow \phi_{\min} \leq \min(8,57; 12; 30) = 8,57 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ cm}$.

VIII.6.2.3 Calcul d'espacement des cardes

Le RPA99/V2003 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq \min(20\text{cm}; 15 \times \phi_t) = \min(20\text{cm}; 15 \times 0,8 \text{ cm}) = \min(20\text{cm}; 12 \text{ cm})$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$.

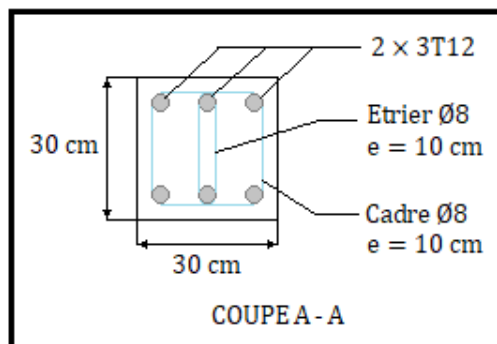


Figure VIII. 10 : Coupe transversale de la longrine.

VIII.7 Dimensionnement des fûts

Ce type de fondations est utilisé lorsque la couche de mauvais sol a une épaisseur inférieure à 5 m ou dans le cas des sols gonflants.

Les fondations sont ancrées à $A = 2$ m ; l'assemblage platine massif doit être au-dessous du sol. Donc on prévoit un poteau en BA (fût) de dimensions $70 \text{ cm} \times 80 \text{ cm}$.

VIII.7.1 Calcul ferrailage longitudinal

Le **RPA/Version 2003** exige dans son **article 7.4.2.1** une section minimale d'armature longitudinale de **$0,8\% \times B$** en zone **IIa** :

$$A_{\min} = 0,8\% B$$

Alors :

$$A_{\min} = 0,8\% \times (70 \times 80) = 44,8 \text{ cm}^2$$

On prend : **25T16** avec : $A_{st} = 50,25 \text{ cm}^2$

Avec des cardes $\phi_t = 8 \text{ cm}$.

VIII.8 Conclusion

Dans ce chapitre, on a étudié l'assemblage de pied de poteaux qui est réalisé par 4 tiges d'ancrage de diamètre 27 mm et de classe 10.9, après on a traité les fondations qui sont assurées par un ferrailage de 10T12 et 12T12 dans le sens A et B de la semelle isolée. Les longrines sont assurées par un ferrailage de 6T12 et enfin les fûts sont assurés par un ferrailage de 25T16. Cette étude est faite pour assurer la stabilité et la sécurité de la structure.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions :

L'utilisation du logiciel **ROBOT** dans notre étude a pour but de faciliter les calculs et d'être proche que possible de la réalité pour obtenir des meilleurs résultats.

Dans la structure métallique étudiée, les actions du vent sont les plus défavorables par rapport à l'action sismique.

Le règlement **CCM97** a été utilisé dans ce projet afin de vérifier la stabilité des éléments de la structure au flambement et au déversement. Ces vérifications ont montré que le système structural de l'ouvrage est stable.

La disposition des contreventements a été judicieuse pour assurer le bon comportement global de structure.

La conception des assemblages et l'étude de l'infrastructure a été réfléchiée pour assurer la stabilité et la sécurité de la structure.

Enfin, nous souhaitons que ce travail, bien qu'il fut une première expérience dans ce vaste domaine, soit bénéfique et comme référence pour les promotions à venir.

Référence bibliographiques

1. Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION, centre national de recherche appliquée en génie parasismique (Algérie) 1988.
2. Document Technique Réglementaire D.T.R-C-2-47 ; RÉGLEMENT NEIGE ET VENT RNV99/version 2013, CNERIB, 2013.
3. Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2-48 ; RÉGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURE EN ACIER « CCM97 », centre national Algérien de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie) 1997.
4. Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2-48 ; RÉGLES PARASISMIQUES ALGÉRIENNES « RPA99/VERSION2003 » par le centre national Algérien de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie) 2003.
5. Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL91 révisé 99 » MINISTÈRES DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB (France) 2000.
6. MOUGIN JP. « Béton armé – BAEL 91 modifié 99 et DTU associés », Deuxième édition 2000, EYROLLES, Quatrième tirage 2006.
7. EUROCODE 3 : « Calcul des structures en acier », Calculs des Éléments Résistants d'une Construction Métallique, Office des Publications Universitaires, 2009.
8. DAHMANI L. « CALCUL DES ÉLÉMENT DE CONSTRUCTION MÉTALLIQUE SELON L'EUROCODE 3 », Office des Publication Universitaires, 2012.
9. Centre Technique Industriel en Construction Métallique « CTICM » : Recommandation pour le Calcul et l'Exécution des Chemins de Roulement de ponts roulants, 1967.
10. RAIS Y. et BASRI H. « ETUDE D'UNE HALLE INDUSTRIELLE EN CHARPENTE MÉTALLIQUE À HASSI AMEUR, WILAYA D'ORAN », PFE Master, Université Abou Bekr belkaid Tlemcen, 2018.
11. DERFOUF A. et BENDAHOU A. « ETUDE D'UNE HALLE INDUSTRIELLE AVEC UN PONT ROULANT A MAGHNIA, WILAYA DE TLEMCCEN », PFE Master, Université Abou Bekr belkaid Tlemcen, 2019
12. EL MEZOUAR A. et GHALEM A. : « ÉTUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN HALL INDUSTRIEL À PLUSIEURS VERSANTS », PFE Master, Université Abou Bekr belkaid Tlemcen, 2018.

13. BENMOUSSAT KA. et BENYELLES D. « ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN HALL METALLIQUE AVEC PONT ROULANT A MANSOURAH TLEMCEN », PFE Master, Université Abou Bekr belkaid Tlemcen, 2019.

14. KERRIS M. et BENRABAH A. « ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN HALL INDUSTRIEL DE STOCKAGE EN ACIER A DEUX NEFS A REMCHI », PFE Master, Université Abou Bekr belkaid Tlemcen, 2015.

15. KHOBZAOUI A. et TABTI S. « ETUDE D'UNE ECOLE R+2 EN CHARPENTE METTALIQUE », PFE Master, Université Abou Bekr belkaid Tlemcen, 2021.

ANNEXES

ANNEXE A Chapitre II : ÉVALUATION DES CHARGES (selon RNV2013)

A.1 Effet de la neige

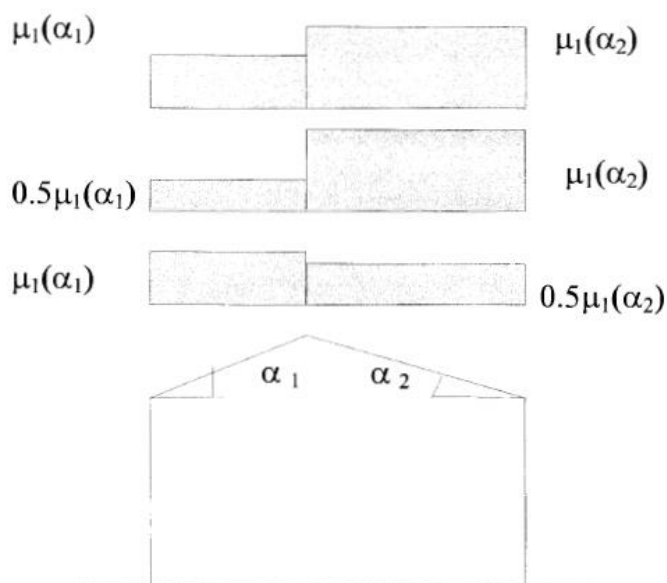


Figure 6 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30}\right)$	0.0

Tableau 2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

A.2 Effet du vent

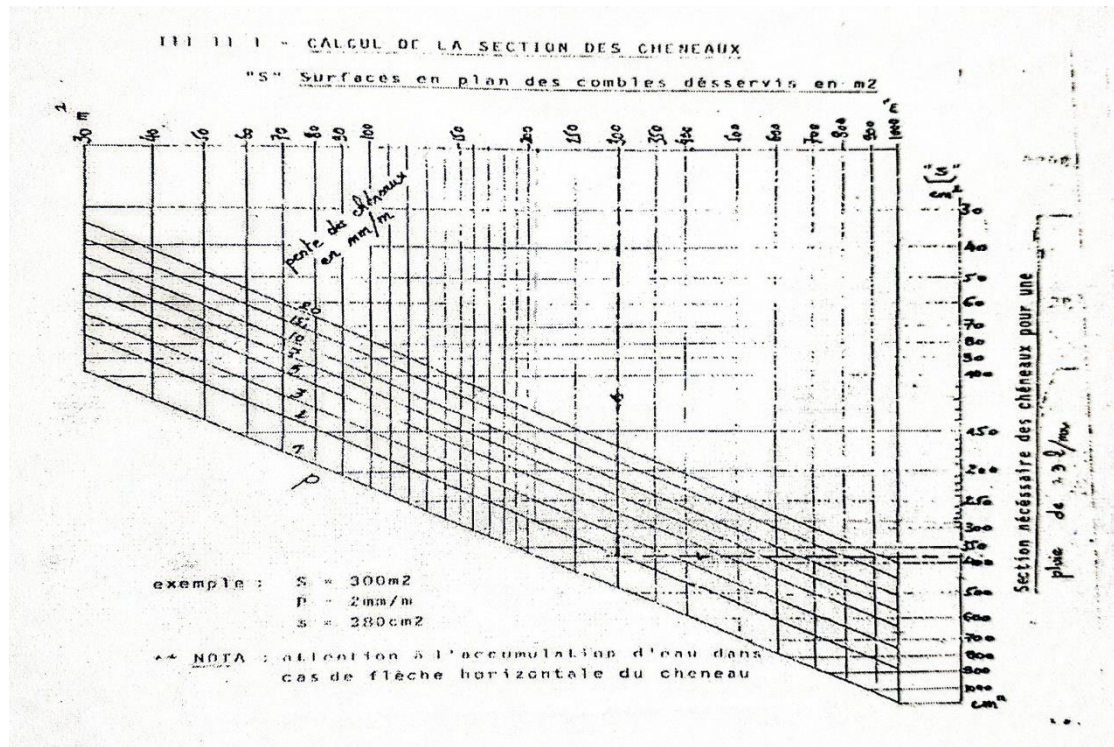
Zone	$q_{\text{réf}}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

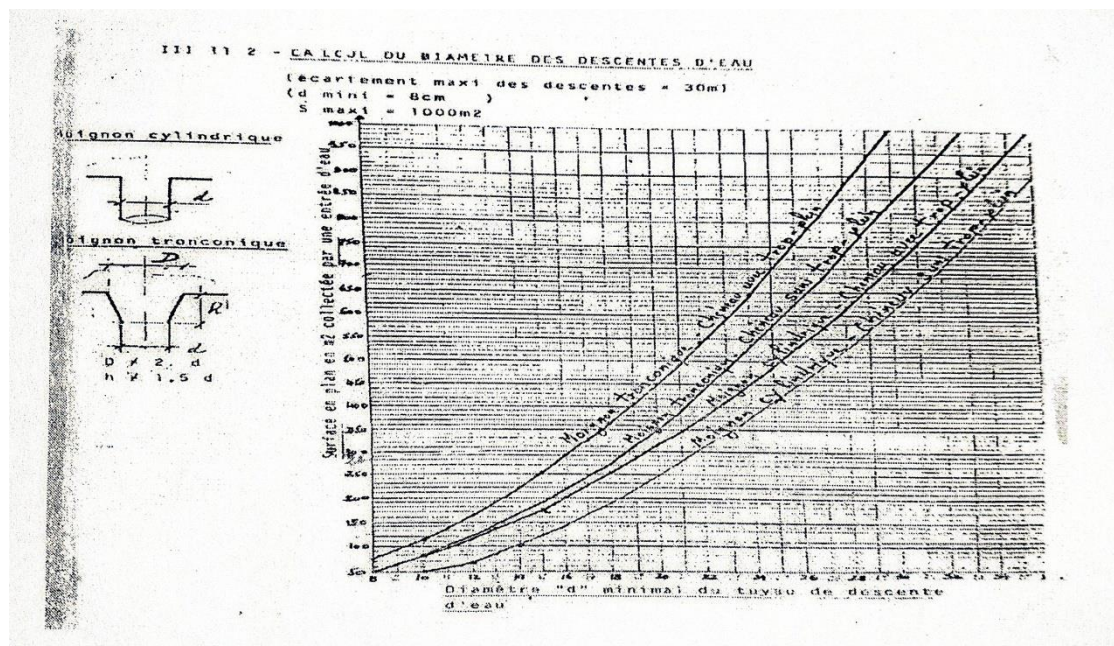
ANNEXE B Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires (CCM97)

B.1. Calcul des chéneaux

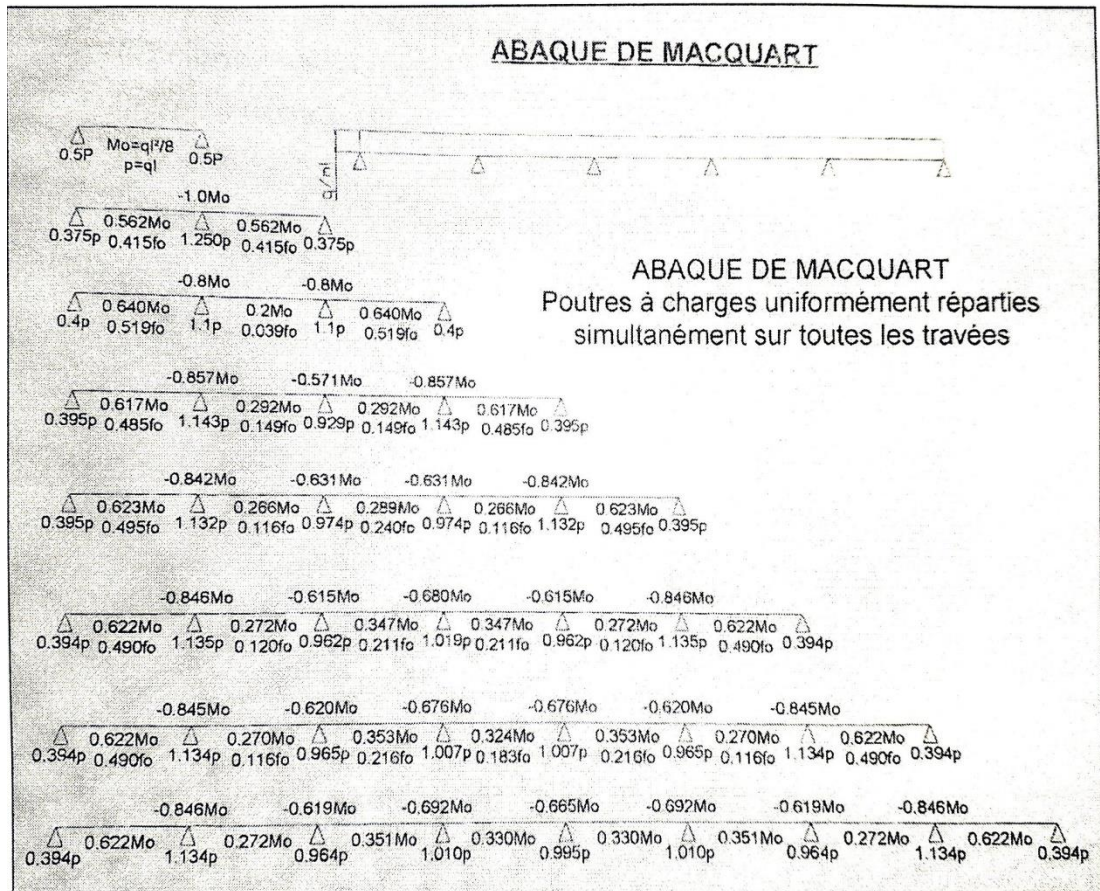
Abaque B1



Abaque B2



B.2. L'abaque de MAQUART



B.3. Coefficient C1

Tableau B.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	1,182	0,459	0,625
		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	2,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,040	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

B.4 Fiche technique panneaux sandwich bardage

ceYital Spa

Ilot D, N°6 ZHUN Garidi II –
Kouba – Alger
Tél: + (213) 21 56 38 10 à 80
Fax : + (213) 21 56 38 20

BATICOMPOS

BATICOMPOS Spa
Société de Composants Industrialisés
DIRECTION GENERALE
BP 75 Béni – Mançour W/BEJAJA
Tél. : + (213) 034 34 01 73/74/76/77 /
Fax : + (213) 034 34 01 69

FICHE TECHNIQUE

PANNEAU SANDWICH BARDAGE (LL35, LL40, LL60, LL80, LL100, LL150, LL200)

Description

1. Principe

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, est un produit composite, fabriqué industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Ces composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale

2. Matériaux

2.1 Tôle d'acier

Parements interne et externe en tôle d'acier d'épaisseur nominale minimum 0,4 mm, galvanisé à chaud en continu selon les normes NF EN 10326 ; NF EN 10142 et NF EN 10143 :

Nuance d'acier : DX51D ou S280GD
Epaisseur de la couche de Zn : 150 g/m² pour les deux faces

Nature et épaisseur du revêtement organique :

- Recto : 25 m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).
- Verso : 7 m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).

Les parois ont pour épaisseur

Bardage LL : - 0,55 mm à l'intérieur,
- 0,55 mm à l'extérieur.

2.2 Mousse isolante

L'isolant est constitué de mousse rigide de polyuréthane expansée, obtenue par injection en continu d'un mélange de polyol, isocyanate, catalyseur et agent d'expansion de type Pentane, dont les caractéristiques sont indiquées ci-après :

Tableau 1 – Caractéristiques de la formulation

Caractéristiques	Spécifications
Masse volumique selon NF EN1602	40 kg/m ³ ± 2 kg/m ³
Traction perpendiculaire (adhérence sur parement) selon NF EN 1607	80 kPa
Compression sous 10 % d'écrasement selon NF EN 826	100 kPa
Flexion quatre points selon Pr EN 14509	100 kPa
Stabilité dimensionnelle (48 h à 70 °C)	2 %
Stabilité dimensionnelle (48 h à -20 °C)	1 %

3. Caractéristiques dimensionnelles

Tableau 2 : Dimensions et tolérances

Dimensions (mm)		Tolérances (mm)
Largeur hors tout	1000 à 2000	7,5
Largeur utile du panneau	Bardage :1000	± 2
Longueur du panneau	< 1000	5
	1000 à 2000	7,5
	2001 à 4000	10
	4000	15
Epaisseurs nominales	35 – 40-60-80-100-150-200	± 2
Défaut d'équerrage		6
Défaut de planéité (en fonction de la longueur mesurée L)	L = 200 mm L = 400 mm L > 700 mm	— Défaut de planéité 0,6 mm — Défaut de planéité 1,0 mm — Défaut de planéité 1,5 mm

4. Poids spécifique (kg/m²) :

Type de panneau	LL35	LL40	LL60	LL80	LL100	LL150	LL200
Poids spécifique	10.9	11.2	11.84	12.75	13.64	15.4	17.3

5. Autres informations techniques

5.1 Isolation thermique :

Pour le noyau de mousse qui est recouvert des 2 cotés de peaux étanches à la diffusion, le coefficient de conduction thermique (λ) = 0.026 w/m.k

Panneau	LL35	LL60	LL80	LL100	LL 40	LL150	LL200
Coefficient de transmission thermique (w/m ² .K)	0.53	0.32	0.24	0.19	0.5	0.18	0.135

5.2 Isolation phonique: LL 35 = 26 dB

B.5 Fiche technique panneaux sandwich Toiture

ceVital Spa

Ilot D, N°6 ZHUN Garidi II –
Kouba – Alger
Tél: + (213) 21 56 38 10 à 80
Fax : + (213) 21 56 38 20

BATICOMPOS

BATICOMPOS Spa
Société de Composants Industrialisés
DIRECTION GENERALE
BP 75 Béni – Mangour W/BEJAIA
Tél. : + (213) 034 34 01 73/74/76/77 /
Fax : + (213) 034 34 01 69

FICHE TECHNIQUE

PANNEAU SANDWICH TOITURE (TL75)

Description

1. Principe

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, est un produit composite, fabriqué industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Ces composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale.

2. Matériaux

2.1 Tôle d'acier

Parements interne et externe en tôle d'acier d'épaisseur nominale minimum 0,4 mm, galvanisé à chaud en continu selon les normes NF EN 10326 ; NF EN 10142 et NF EN 10143 :

Nuance d'acier : DX51D ou S280GD

Épaisseur de la couche de Zn : 150 g/m² pour les deux faces

Nature et épaisseur du revêtement organique :

-Recto : 25 m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).

-Verso : 7 m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).

Les parois ont pour épaisseur

Toiture TL 75 : - 0,55 mm à l'intérieur,
- 0,75 mm à l'extérieur
- 0,4 mm à l'intérieur
- 0,6 mm à l'extérieur

2.2 Mousse isolante

L'isolant est constitué de mousse rigide de polyuréthane expansée, obtenue par injection en continu d'un mélange de polyol, isocyanate, catalyseur et agent d'expansion de type Pentane, dont les caractéristiques sont indiquées ci-après :

Tableau 1 – Caractéristiques de la formulation

Caractéristiques	Spécifications
Masse volumique selon NF EN1602	40 kg/m ³ ± 2 kg/m ³
Traction perpendiculaire (adhérence sur parement) selon NF EN 1607	80 kPa
Compression sous 10 % d'écrasement selon NF EN 826	100 kPa
Flexion quatre points selon Pr EN 14509	100 kPa
Stabilité dimensionnelle (48 h à 70 °C)	2 %
Stabilité dimensionnelle (48 h à -20 °C)	1 %

3. Caractéristiques dimensionnelles

Tableau 2 : Dimensions et tolérances

Dimensions (mm)		Tolérances (mm)
Largeur hors tout	1000 à 2000	7,5
Largeur utile du panneau	Toiture : 1035	± 2
Longueur du panneau	< 1000	5
	1000 à 2000	7,5
	2001 à 4000	10
	4000	15
Epaisseurs nominales	53	± 2
Défaut d'équerrage		6,21
Défaut de planéité (en fonction de la longueur mesurée L)	L = 200 mm L = 400 mm L > 700 mm	— Défaut de planéité 0,6 mm — Défaut de planéité 1,0 mm — Défaut de planéité 1,5 mm

Poids spécifique (kg/m²) : 14.2

4. Autres informations techniques

4.1 Isolation thermique :

Pour le noyau de mousse qui est recouvert des 2 cotés de peaux étanches à la diffusion,

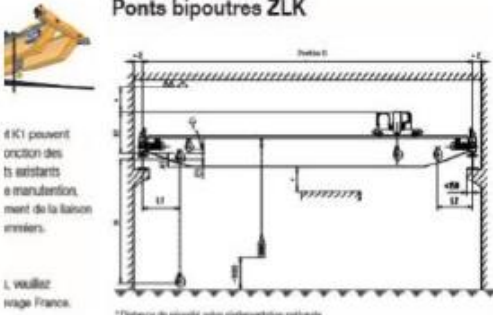
le coefficient de conduction thermique (λ) = 0.026 w/m.k

Panneau	TL75
Coefficient de transmission thermique (w/m ² .K)	0.40

4.2 Isolation phonique : TL75 : 26dB

ANNEXE C Chapitre IV : Étude du pont roulant (CTICM ; CCM97)

C.1 Différentes charges de ponts roulants bipoutres ZLK


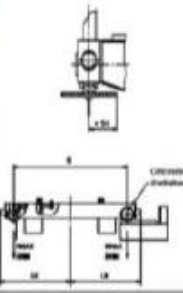


Ponts bipoutres ZLK

Il n'est possible qu'en cas de réparation des tiges existantes, de maintenir le pont de la façon suivante.

L. veuillez regarder France.

* Distance de sécurité selon réglementation nationale

1000kg Charge total SM 1000-18 ZLK 276	PL = 0,25/0,30m	21	140	710	30	440	440	510	1000	2000	1700	46,8	14,3
		23	140	810	20	440	440	120	1000	2000	1900	46,8	17,0
		24	140	910	10	440	440	300	1000	2000	2200	52,0	22,7
		26	140	910	10	440	440	300	1000	2200	2200	58,7	26,3
		28	140	910	10	440	440	300	1000	4000	4000	65,0	32,3
1000kg PL = 0,25/0,30m		27	140	810	10	440	440	300	1000	2000	2000	50,0	22,0
		28	140	910	10	440	440	300	1000	2000	2000	55,0	25,0
		30	140	910	10	440	440	300	1000	4000	4000	61,0	29,0
		32	140	910	10	440	440	300	1000	4000	4000	67,0	32,0
		34	140	910	10	440	440	300	1000	4000	4000	73,0	35,0
1000kg Charge total SM 1000-18 ZLK 276	PL = 0,25/0,30m	14	140	810	20	440	440	120	1000	2000	1900	46,8	17,0
		15	140	910	10	440	440	300	1000	2000	2000	50,0	22,0
		16	140	910	10	440	440	300	1000	2000	2000	55,0	25,0
		18	140	910	10	440	440	300	1000	4000	4000	61,0	29,0
		20	140	910	10	440	440	300	1000	4000	4000	67,0	32,0
1000kg Charge total SM 1000-18 ZLK 276	PL = 0,25/0,30m	14	140	810	20	440	440	120	1000	2000	1900	46,8	17,0
		15	140	910	10	440	440	300	1000	2000	2000	50,0	22,0
		16	140	910	10	440	440	300	1000	2000	2000	55,0	25,0
		18	140	910	10	440	440	300	1000	4000	4000	61,0	29,0
		20	140	910	10	440	440	300	1000	4000	4000	67,0	32,0
1000kg Charge total SM 1000-18 ZLK 276	PL = 0,25/0,30m	14	140	810	20	440	440	120	1000	2000	1900	46,8	17,0
		15	140	910	10	440	440	300	1000	2000	2000	50,0	22,0
		16	140	910	10	440	440	300	1000	2000	2000	55,0	25,0
		18	140	910	10	440	440	300	1000	4000	4000	61,0	29,0
		20	140	910	10	440	440	300	1000	4000	4000	67,0	32,0

C.2 Dimensions (m) ; Charges (tonne) et Vitesses (m/min) du pont roulant

54

Groupe de Travail GTS 11

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

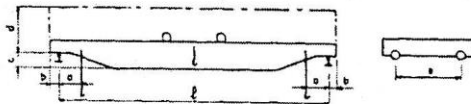


Tableau I
2.21. — Dimensions

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
10	10	0,90	0,30	0,55	1,90	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
15	10	1,00	0,35	0,60	2,00	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
20	10	1,00	0,35	0,60	2,10	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
30	10	1,10	0,40	0,70	2,30	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
50	10	1,30	0,40	0,70	2,50	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
30	10	—	—	—	—	4,20
	15	—	—	—	—	4,60
	20	—	—	—	—	4,60

Unités employées : Puissance en tonnes. Dimensions en mètres.

Tableau II

2.22. — Charges et vitesses

Puissance	Portée	Vitesse			Poids			Charge sur un galet	
		Levage	Direction	Translation	Pont	Chariot	Total (B + K)	max. R	min. R
N	l				B	K			
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
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
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
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
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
50	10	2,5	15	70	19,5	11	30,5	31,4	8,8
	15	—	—	60	27	—	38	34,6	9,4
	20	—	—	50	35	—	46	37,3	10,7
30	10	—	—	50	44	—	55	40,0	12,5
	15	—	—	40	54	—	65	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.

C.3 Coefficient de majoration dynamique des réactions verticales Ψ

58

Groupe de Travail GTS II

3,232. — Charge roulante

Les réactions des galets du pont roulant, appliquées sur le rail de roulement, déterminent dans les éléments constitutifs du chemin de roulement (poutre verticale sous rail et poutres verticales et horizontales de contreventement) des efforts verticaux et horizontaux (flexion, compression et cisaillement).

A ces efforts s'ajoutent des efforts de torsion locale et d'ensemble qui dépendent de l'excentricité des charges par rapport au centre de flexion de ces éléments constitutifs et sont fonction des dispositions de leurs assemblages.

3,2321. — Evaluation des réactions des galets

Les recommandations suivantes s'appliquent aux ponts roulants qui, ainsi que leurs chariots, sont portés par 4 galets en acier dont 2 sont moteurs, la charge étant suspendue par des câbles.

3,2322. — Notations employées

1. — Caractéristiques du pont roulant.

- B : Poids du pont et de son équipement.
 K : Poids du chariot et de son équipement.
 N : Poids de la charge nominale (puissance du pont).
 V_l : Vitesse de levage de la charge.
 V_d : Vitesse de direction du chariot.
 V_t : Vitesse de translation du pont.

2. — Réactions d'un galet du pont roulant en charge

a) Réaction verticale

- $max R$: Réaction maximale statique (pont immobile).
 $min R$: Réaction minimale statique (pont immobile).
 $max R_1$: Réaction maximale dynamique (pont en mouvement).
 $min R_1$: Réaction minimale dynamique (pont en mouvement).

b) Réaction horizontale longitudinale

- $max R_2$: Réaction maximale (pont en freinage).
 $min R_2$: Réaction minimale (pont en freinage).

c) Réaction horizontale transversale

- $max R_3$: Réaction maximale.
 $min R_3$: Réaction minimale.

3. — Coefficients

- c : Coefficient d'adhérence d'un galet sur son rail.
 φ : Coefficient de majoration dynamique des réactions verticales.

3,2323. — Réactions verticales des galets

On obtiendra les réactions verticales des galets du pont en mouvement en multipliant les réactions verticales correspondantes des galets du pont immobile par un coefficient d'effets dynamiques.

Avec les notations définies précédemment, on aura :

$$R_1 = \varphi R$$

Le coefficient φ tient compte des chocs des galets sur leurs rails de roulement, provoqués par les joints de rails, les méplats des galets, ainsi que par l'arrachement ou le lâcher plus ou moins brusque de la charge.

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.

Valeurs du coefficient φ d'effets dynamiques verticaux

Groupe du pont roulant	Chemin de roulement : φ_1	Supports du chemin : φ_2
I	1,05	1,00
II	1,15	1,05
III	1,25	1,10
IV	1,35	1,15

Les coefficients φ_2 sont à appliquer aux réactions exercées par les supports sur leurs fondations.

3,2324. — Réactions horizontales longitudinales

a) 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 (évaluée quand le pont est immobile) par le coefficient d'adhérence du galet sur son rail.

Avec les notations définies précédemment, on aura :

$$R_2 = cR \quad \text{avec} \quad c = 0,20$$

b) Réactions appliquées aux butées d'arrêt

Les dispositifs destinés à limiter la course du pont roulant (butées et sécurités électriques complémentaires) doivent être montés 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.

3,2325. — Réactions horizontales transversales

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 des suivantes :

C.4 Classement de ponts roulants selon les groupes

Conformément aux Règles pour le calcul des appareils de levage de la Fédération Européenne de la Manutention (édition juin 1962), les ponts roulants sont répartis en 4 groupes.

Pour déterminer le groupe auquel appartient un pont roulant, on prendra pour base les tableaux suivants.

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

Ces groupes sont définis comme suit, en fonction des conditions d'utilisation et des états de charges.

Groupes

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

Exemple de classement de ponts roulants

Définition du pont	Conditions d'utilisation	État de charge	Groupe
1. — Ponts les plus couramment utilisés :			
Pont roulant de centrale ..	A	1	I
Pont de montage et démontage pour salle de machines ..	A	1 ou 2	I
Pont de magasin	B ou C	2	II ou III
Pont d'atelier, à crochet ..	B	2	II
Pont à benne (étanche ou à griffe)	B ou C	3	III ou IV
Pont à électro-aimant ..	B ou C	3	III ou IV
Pont de coulée ordinaire ..	B ou C	3	III ou IV
Pont à bec ou télescopique ..	Suivant utilisation		II-III ou IV
2. — Ponts de sidérurgie : (demandant une étude spéciale suivant leurs conditions d'utilisation) :			
Pont de coulée	C	3	IV
Pont casse-fonte	B ou C	3	III ou IV
Pont stripper	B ou C	3	III ou IV
Pont pitt	B ou C	3	III ou IV
Pont chargeur de fours ..	C	3	IV
Pont vireur de forge	C	3	IV

3. — CHEMINS DE ROULEMENT

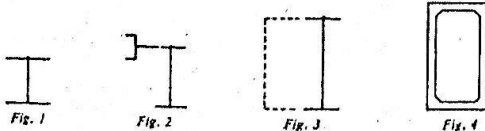
3.1. — Dispositions à prévoir

3.1.1. — Sections des chemins de roulement

Un chemin de roulement supporte, au passage des galets de translation du pont roulant, des réactions verticales, horizontales et longitudinales.

Par suite, pour résister à ces divers efforts, la section à prévoir varie suivant l'importance du chemin de roulement (puissance, vitesses de levage, de direction et de translation) et de la portée du chemin de roulement.

Cette section peut être constituée, par exemple, comme l'indiquent les croquis suivants :



- par une simple poutrelle à larges ailes (fig. 1),
- par une poutre verticale (poutrelle ou poutre composée) dont la membrure supérieure est renforcée par une poutre horizontale (fig. 2),
- par un ensemble de deux poutres verticales reliées par deux poutres horizontales (fig. 3). La poutre verticale sous rail et la poutre horizontale supérieure constituent les éléments résistants du chemin de roulement. Les deux autres poutres sont des éléments de contreventement,
- par une poutre-caisson (fig. 4).

Dans les sections des figures 2 et 3, la poutre horizontale peut recevoir une passerelle de visite et d'entretien. Toutefois, le platelage de cette passerelle, constitué généralement d'une tôle striée ou perforée, ne doit pas être pris en compte dans la résistance de la poutre horizontale aux efforts du pont roulant.

Pour éviter dans le chemin de roulement des efforts de torsion qui peuvent déterminer des contraintes importantes, dont l'évaluation est toujours difficile et parfois incertaine, il est recommandé de supprimer ou du moins de réduire au minimum l'encastrement des poutres horizontales sur les poutres verticales.

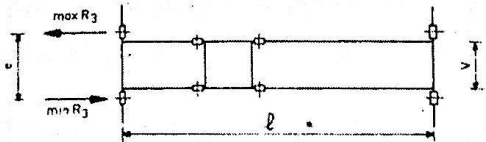
C.5 { Chariot au milieu de la portée de pont R_{H1} Chariot à distance minimale du chemin de roulement R_{H2}

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,
- Équerrage 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.



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.

Pour évaluer ces réactions, on pourra pratiquement envisager seulement les deux positions suivantes du chariot :

a) Chariot au milieu de la portée du pont

Réactions horizontales maximales,
Réactions verticales moyennes,
Flexion maximale de la poutre horizontale de contreventement,
Flexion maximale des supports :

$$\max R_3 = \pm \left\{ 0,02375 [1,047 (N + K) + B] \frac{l}{e} + 0,02375 \left(N \frac{V}{e} + K \right) \right\}$$

$$\min R_3 = \mp \left\{ 0,02375 [1,047 (N + K) + B] \frac{l}{e} - 0,02375 \left(N \frac{V}{e} + K \right) \right\}$$

b) Chariot à distance minimale du chemin de roulement

Réactions horizontales minimales,

Réactions verticales maximales,
Flexion maximale de la poutre verticale de roulement,
Réaction verticale maximale sur les supports :

$$\max R_2 = \pm \left\{ 0,0052 (N + K + 5B) \frac{l}{e} + 0,02375 \left(N \frac{V}{e} + K \right) \right\}$$

$$\min R_2 = \mp \left\{ 0,0052 (N + K + 5B) \frac{l}{e} - 0,02375 \left(N \frac{V}{e} + K \right) \right\}$$

Les formules ci-dessus supposent que les freins du chariot et du pont roulant sont réglés pour éviter la formation de méplats sur les galets et que ces galets sont montés sans jeu transversal sur leurs axes.

Formules approchées

Pour les ponts courants de caractéristiques moyennes, on pourra utiliser les formules approchées suivantes :

a) Chariot au milieu de la portée du pont

$$\max R_{3a} = \pm \left\{ 0,024 (N + K + B) \frac{l}{e} + 0,021 (N + K) \right\}$$

$$\min R_{3a} = \mp \left\{ 0,024 (N + K + B) \frac{l}{e} - 0,021 (N + K) \right\}$$

b) Chariot à distance minimale du chemin de roulement

$$\max R_{2b} = \pm \left\{ 0,0052 (N + K + 5B) \frac{l}{e} + 0,021 (N + K) \right\}$$

$$\min R_{2b} = \mp \left\{ 0,0052 (N + K + 5B) \frac{l}{e} - 0,021 (N + K) \right\}$$

3,2326. — Points d'application des réactions des galets

Pour le calcul des efforts développés dans un chemin de roulement par les réactions des galets de translation du pont roulant, on admettra que ces réactions sont appliquées comme indiqué ci-après :

— Réactions verticales

Pour tenir compte des tolérances d'exécution du pont roulant et de pose de ses voies de roulement, ainsi que de l'usure des rails, on supposera que les charges verticales des galets ont une excentricité horizontale égale au quart de la largeur du rail de roulement, par rapport à l'axe vertical de l'âme de la poutre de roulement.

Cette valeur s'applique aux ponts des groupes I et II; elle sera portée à la moitié pour les ponts des groupes III et IV des installations sidérurgiques.

— Réactions horizontales

Ces réactions seront appliquées au contact des galets avec leurs rails de roulement, leur excentricité verticale, par rapport au dessus des semelles de la poutre de roulement, étant égale à la hauteur du rail.

C.6 Rapport largeur-épaisseur maximum pour les parois comprimées

Tableau 53.1 : Feuille 1

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

(a) *Ames* : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)^a

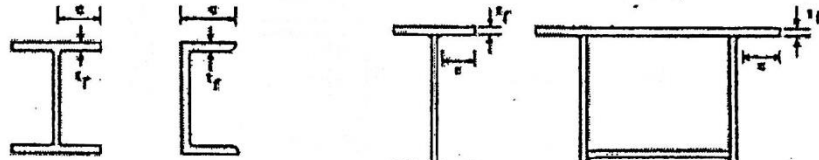
$d = h - 3t$ ($t = t_r = t_w$)

Classe	Ames fléchies	Ames comprimées	Ames en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,87 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{(-\psi)}$	
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

Tableau 53.1: Feuille 3

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

(c) Parois de semelles en console :



Sections laminées

Sections soudées

Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées	$c/t \leq 10 \varepsilon$	$c/t \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t \leq 9 \varepsilon$	$c/t \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées	$c/t \leq 11 \varepsilon$	$c/t \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t \leq 10 \varepsilon$	$c/t \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression négative)					
3	laminées	$c/t \leq 15 \varepsilon$	$c/t \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}$ $c/t \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_{\sigma}}$ Pour k_{σ} voir tableau 5.3.3		
	soudées	$c/t \leq 14 \varepsilon$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$		f_y (N/mm ²)	235	275	355
		ε	1	0,92	0,81

ANNEXE D Chapitre V : Étude sismique (RPA99/V2003)

Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.

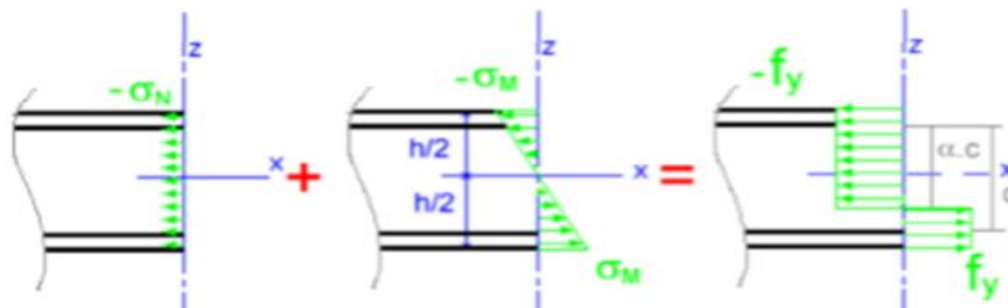
Groupe	ZONE			
	I	Ila	Ilb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

ANNEXE E Chapitre VI : Vérification des éléments structuraux
Calcul de coefficient α selon la distribution de contraintes dans l'âme à la flexion composée (Tableau 53.1 feuille 1 du CCM97)

1 / pour la traverse HEA 300 :



$$\begin{cases} -\sigma_N + (-\sigma_M) = -f_y \\ -\sigma_N + (+\sigma_M) = +f_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} -\frac{N}{t_w \times d} - \frac{M}{I} \times z = -\frac{F}{t_w \times \alpha \cdot d} \\ -\frac{N}{t_w \times d} + \frac{M}{I} \times z = \frac{F}{t_w \times (d - \alpha \cdot d)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -\frac{6206,79}{8,5 \times 208} - \left(\frac{24343,10}{\frac{8,5 \times 208^3}{12}} \times \frac{208}{2} \right) = -\frac{F}{8,5 \times \alpha \times 208} \\ -\frac{620679}{8,5 \times 208} + \left(\frac{24343,10}{\frac{8,5 \times 208^3}{12}} \times \frac{208}{2} \right) = \frac{F}{8,5 \times (208 - 208\alpha)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -3,90 = -\frac{F}{1768 \times \alpha} \\ -3,11 = \frac{F}{1768 - 1768 \times \alpha} \end{cases}$$

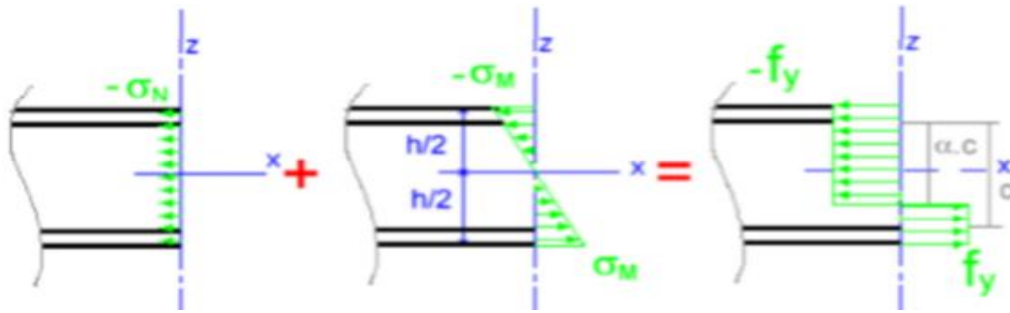
$$\begin{cases} -6895,2 \cdot \alpha = -F \\ 5498,48 - 5498,48 \cdot \alpha = F \end{cases}$$

$$F = -F \rightarrow 5498,48 - 5498,48 \cdot \alpha = -6895,2 \cdot \alpha$$

$$-12393,68\alpha = -5498,48$$

$$\alpha = \frac{-5498,48}{-12393,68} = 0,44$$

2 / Pour le poteau HEA 340 :



$$\begin{cases} -\sigma_N + (-\sigma_M) = -f_y \\ -\sigma_N + (+\sigma_M) = +f_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} -\frac{N}{t_w \times d} - \frac{M}{I} \times z = -\frac{F}{t_w \times \alpha \cdot d} \\ -\frac{N}{t_w \times d} + \frac{M}{I} \times z = \frac{F}{t_w \times (d - \alpha \cdot d)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -\frac{18607,33}{9,5 \times 243} - \left(\frac{20729,09}{9,5 \times 243^3} \times \frac{243}{2} \right) = -\frac{F}{9,5 \times \alpha \times 243} \\ -\frac{18607,33}{9,5 \times 243} + \left(\frac{20729,09}{9,5 \times 243^3} \times \frac{243}{2} \right) = \frac{F}{9,5 \times (243 - 243\alpha)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -8,28 = -\frac{F}{2308,5 \times \alpha} \\ -7,84 = \frac{F}{2308,5 - 2308,5 \times \alpha} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -19114,38 \cdot \alpha = -F \\ -18098,64 + 18098,64 \cdot \alpha = F \end{cases}$$

$$F = -F \rightarrow -18098,64 + 18098,64 \cdot \alpha = -19114,38 \cdot \alpha$$

$$-18098,64 = -37213,02 \cdot \alpha$$

$$\alpha = \frac{-18098,64}{-37213,02} = 0,49$$

ANNEXE F Chapitre VII : Calcul des assemblages

Diamètre nominal d	Pas P	Clef	Diamètre du noyau de la vis d3	Diamètre Intérieur de l'écrou d1	Diamètre de la rondelle	Section résistante As	Diamètre moyen dm	Tôle usuelle	Cornière usuelle
8	1.25	13	6.466	6.647	16	36.6	14	2	30
10	1.5	17	8.160	8.376	20	58.0	18.3	3	35
12	1.75	19	9.853	10.106	24	84.3	20.5	4	40
14	2	22	11.546	11.835	27	115	23.7	5	50
16	2	24	13.546	13.835	30	157	24.58	6	60
18	2.5	27	14.933	15.294	34	192	29.1	7	70
20	2.5	30	16.933	17.294	36	245	32.4	8	80
22	2.5	32	18.933	19.294	40	303	34.5	10.14	120
24	3	36	20.319	20.752	44	353	38.8	>14	>120
27	3	41	23.319	23.752	50	459	44.2	-	-
30	3.5	46	25.706	26.211	52	561	49.6	-	-
33	3.5	50	28.706	29.211		694		-	-
36	4		31.093	31.670		817		-	-

Tableau 1 : Principales caractéristiques géométriques

Acier	f_u (MPa)	β_w	γ_{Mw}
S 235	360	0,8	1,25
S 275	430	0,85	1,30
S 355	510	0,9	1,35

β_w γ_{mw} variables selon la nuance d'acier

ANNEXE G Chapitre VII : Étude de l'infrastructure

G.1 Rapport géotechnique

CONCLUSION:

Le terrain étudié est un terrain constitué d'une argile marron à verdâtre à jaunâtre en profondeur.

La couche de remblai est d'une épaisseur allant à 0,40m de profondeur.

(Voir log de sondage en annexe).

Compte tenu du type d'ouvrage à réaliser et des caractéristiques géotechniques du site, nous préconisons l'emploi des fondations superficielles ancrées dans le bon sol, tout en dépassant catégoriquement la couche des remblais, avec une contrainte admissible estimée à **1,15bar**.

La classification du site est de catégorie S4 (site très meuble) suivant le DTR BC2.48, Chapitre III (critère de classification), Article 3.3 (classification des sites).

Nous recommandons :

- Nous demandons de respecter le RPA/99, Version 2003 et de bien chaîner les fondations pour limiter les déplacements horizontaux lors d'un séisme et d'atténuer le tassement différentiel.


-Il appartient au maître de l'œuvre de déterminer les modalités d'exécution et de définir les conditions de mise en œuvre et de veiller en général à la sécurité de l'ouvrage à construire.

-Il est demandé de poser les semelles sur le même type de sol, afin d'assurer à la structure la stabilité et la rigidité.

-Vu la sensibilité du sol au gonflement, nous demandant d'éviter tous venus d'eau sous les fondations.

- Le LNHC prie le client de l'avertir lors des ouvertures des fouilles et de lui faire part de tout élément nouveau mis en évidence au cours des travaux et n'ayant pas été détecté lors de la campagne de reconnaissance afin de lui permettre de reconsidérer ou éventuellement d'adapter les solutions préconisées.

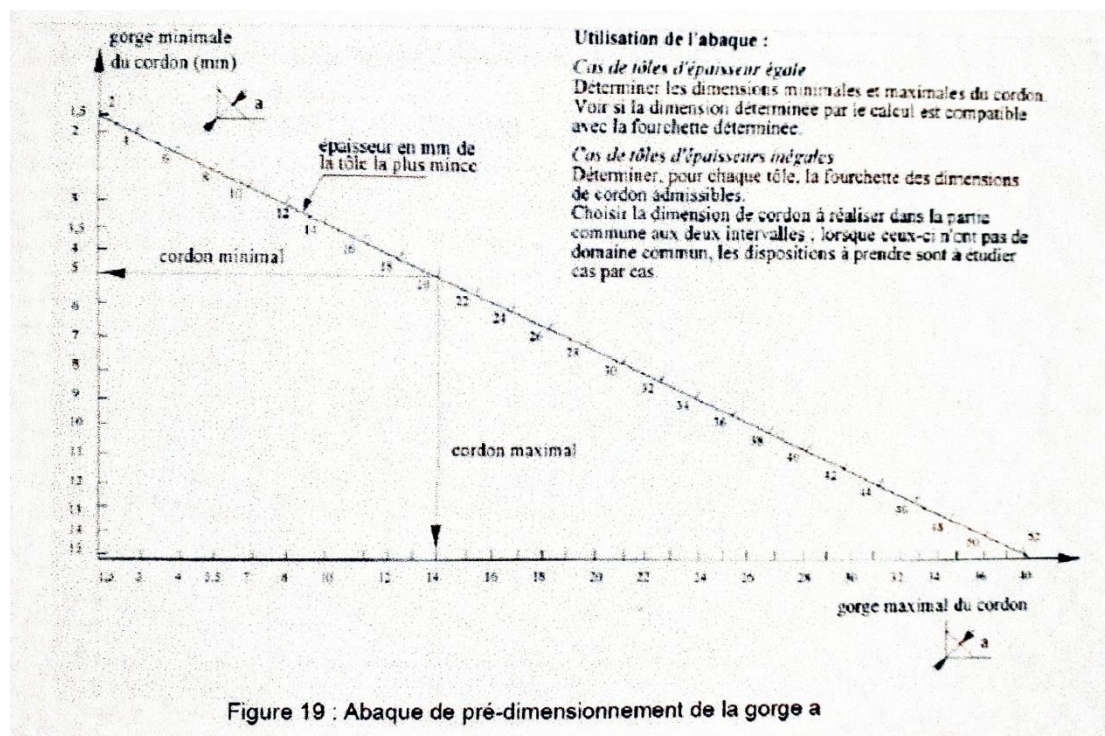
-Des changements dans l'implantation, la conception ou l'importance du projet par rapport aux données de l'étude, ou même un décalage important dans la date de réalisation des travaux, peuvent conduire à modifier les conclusions et prescriptions du rapport et doivent par conséquent, être portés à la connaissance du LNHC.

L. N. H. C. UNITE DE SIDI BEL ABBES/ANTENNE TLEMSEN		
DOSSIER N°41.061.20 RAPPORT 18/2020	ETUDE GEOTECHNIQUE :	
	REALISATION D'UNE USINE DE MARBRERIE ZONE INDUSTRIELLE TAMAZOURA/WILAYA D'AIN TEMOUCHEM EURL EPA/ AIN TEMOUCHEM	

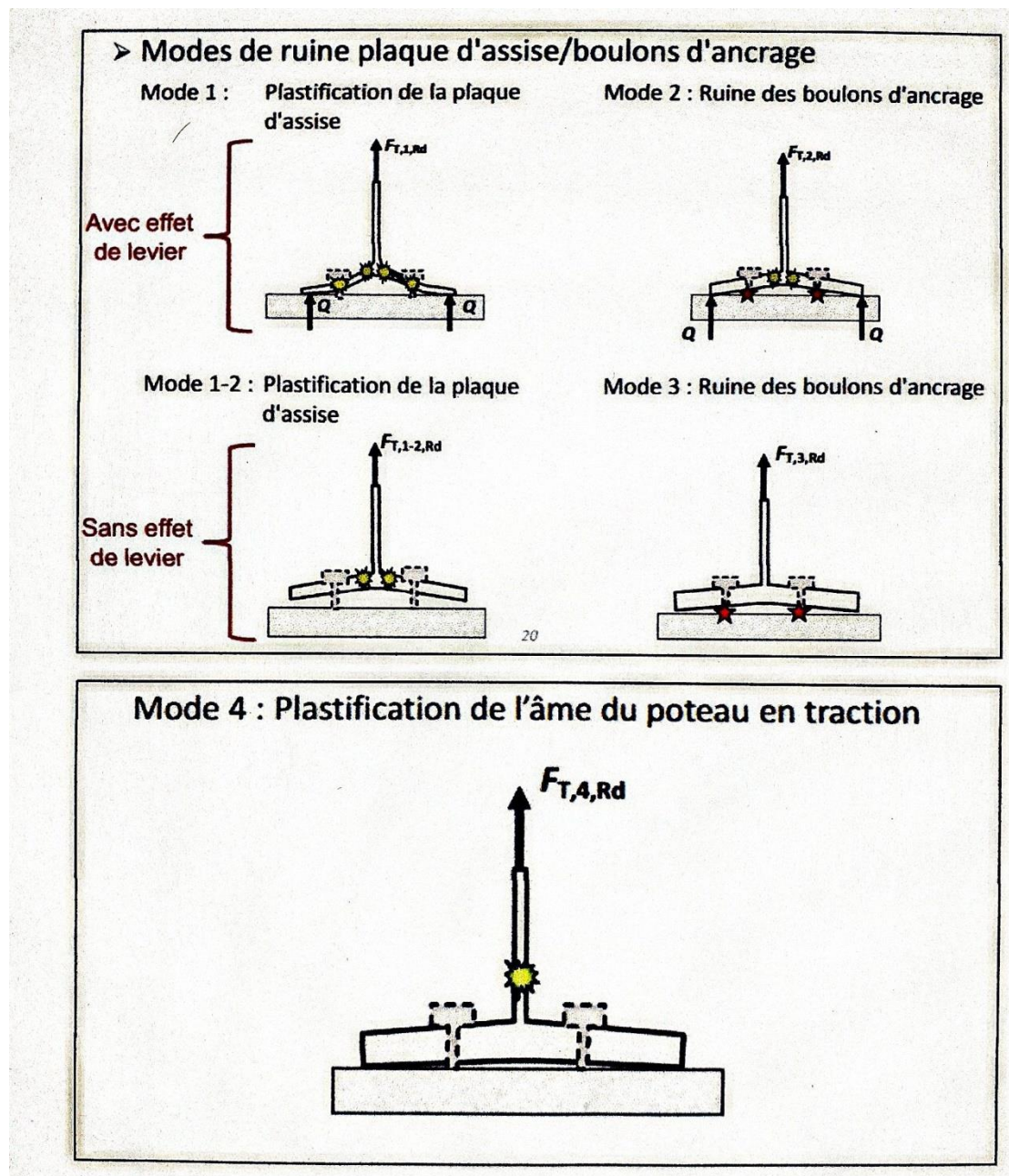
G.2 Section A_s en cm^2 de N armature de diamètre \varnothing (mm)

\varnothing mm	Poids au ml [kg]	SECTIONS EN CENTIMETRES CARRES										
		nombre par périmètre cm	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
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

G.3 Abaque de pré-dimensionnement de la gorge a



G.4 Les mode de ruines plaque d'assise/boulon d'ancrage

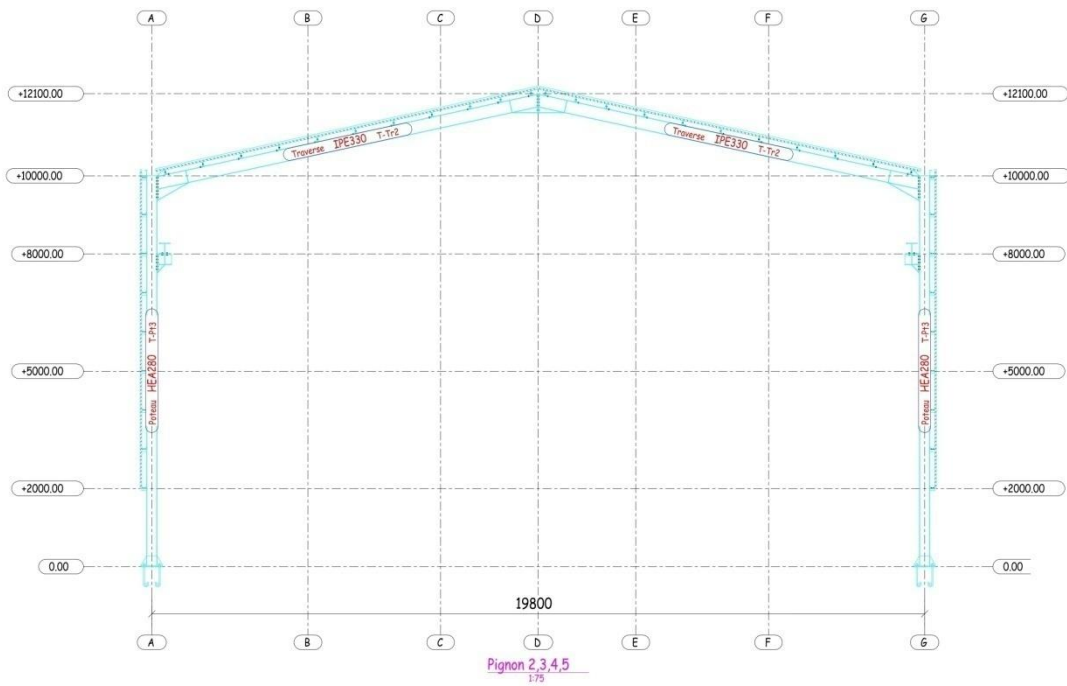
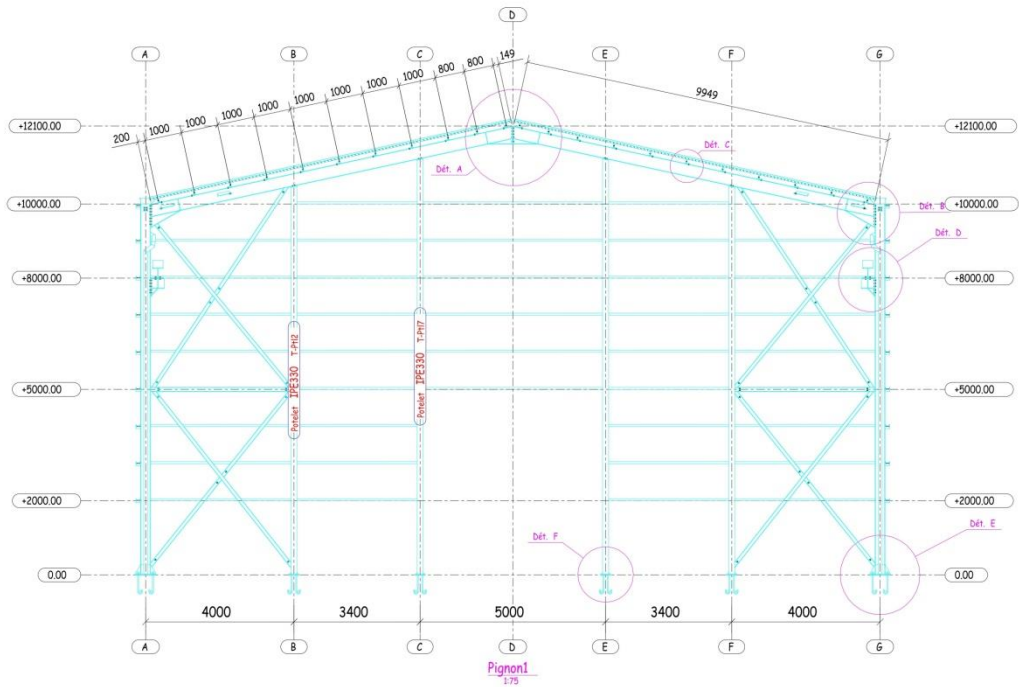


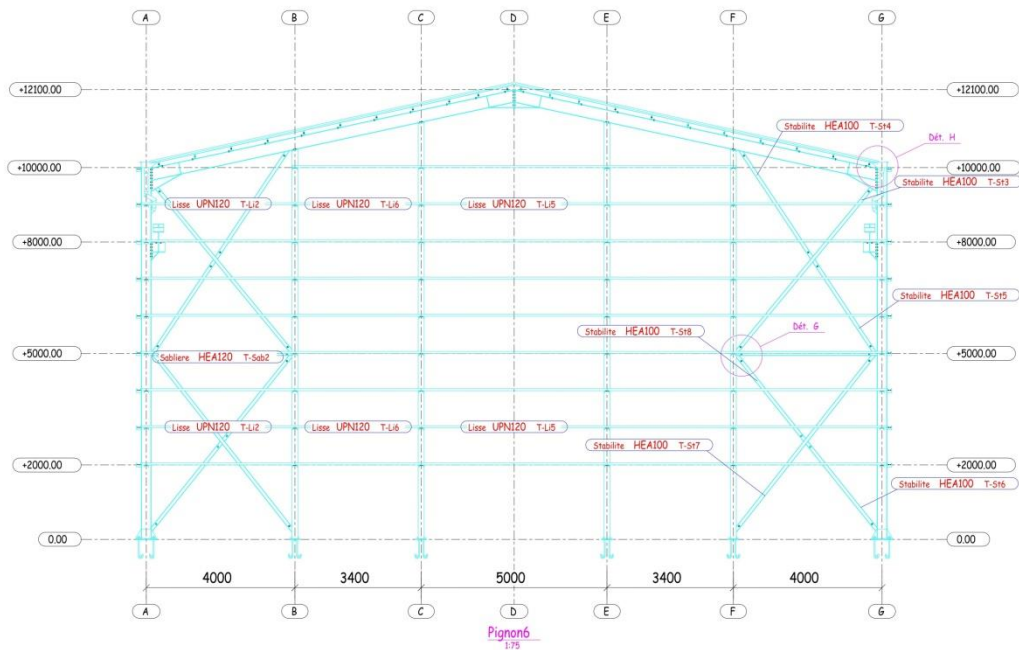
G.5 Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie des sites considérés α (RPA)

Site	Zone		
	I	II	III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	15	12
S ₃	15	12	10.
S ₄	12	10	8

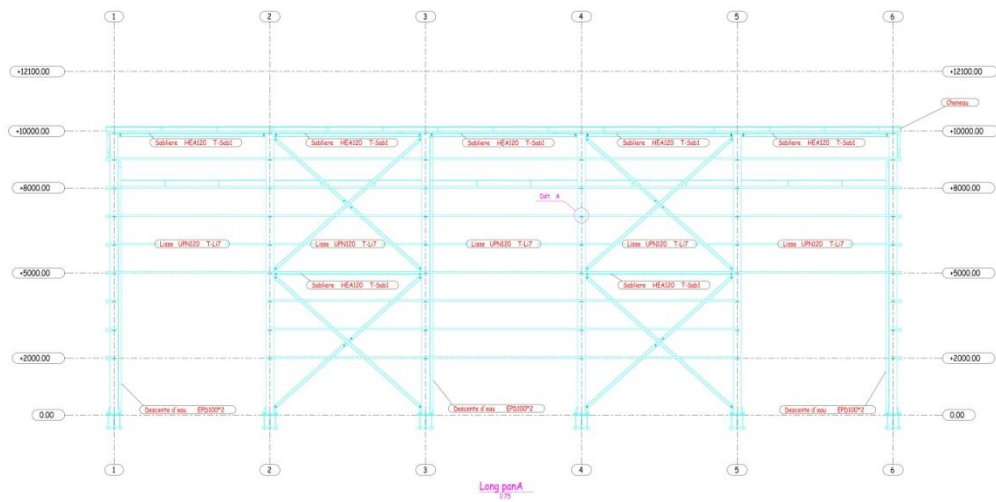
ANNEXE H Les plans architecturaux

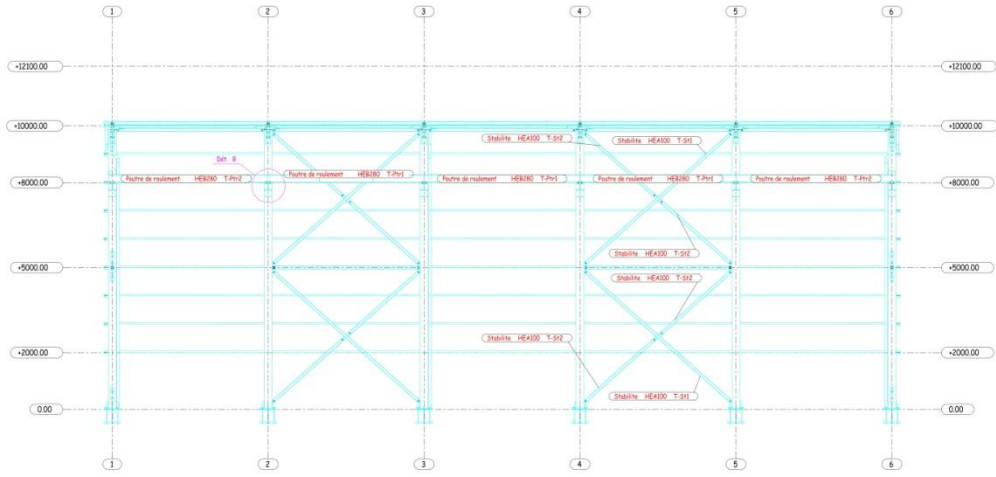
H.1 Plan pignons et détails



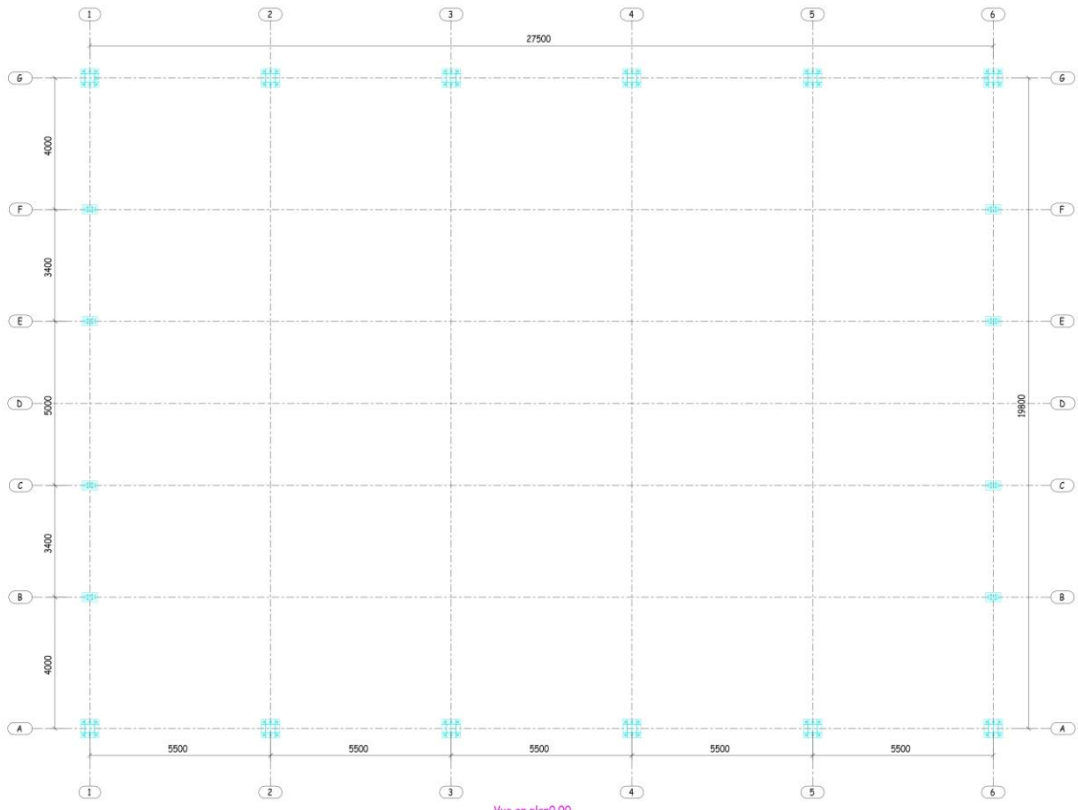


H.2 Plan long pan et détails, vues en plan (0.00 ; +8000.00)

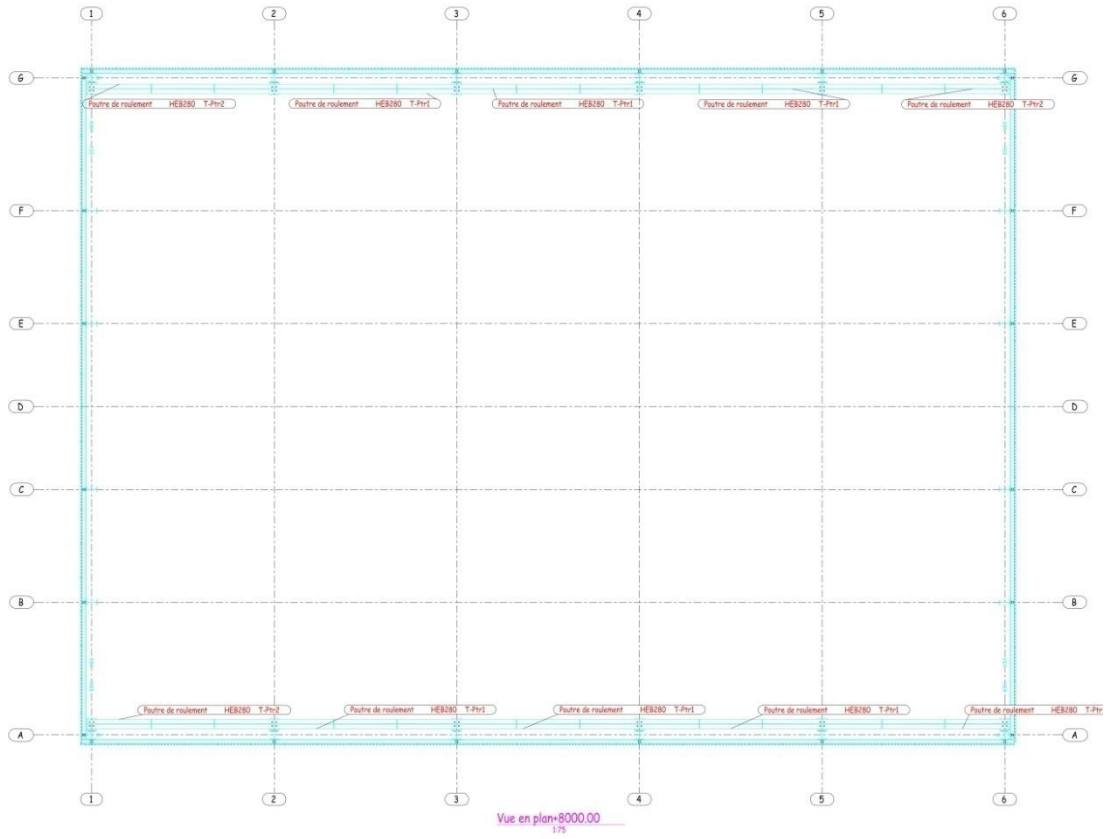




5638



Vue en plan 0.00
1/75



H.3 Plans 3D, plans toiture et détails

