

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : Génie Civil

Spécialité : Construction Métallique

ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN HALL METALLIQUE DE TRI DE DECHETS AVEC PONT ROULANT A AIN-DEFLA TLEMCE

Par :

BEREKSI REGUIG Amin

BOUKHATEM Djamel-Eddin

Soutenu publiquement, le 25 Mai 2016, devant le jury composé de :

Mr. K. HAMDAOUI

Président

Mr. O. MAACHOU

Examineur

Mme. N. DJAFOUR

Examinatrice

Mr. Z.E.A CHERIF

Encadreur

Année universitaire 2015 - 2016

Dédicace

C'est grâce à Allah, seul, que j'ai pu achever ce travail. Je le dédie à :

❖ *Mes très chers parents pour leur soutien et leur aide durant toute ma période d'études auxquels je leurs dois toute ma reconnaissance et mon respect.*

❖ *Que Dieu le tout puissant les garde en bonne santé.*

❖ *Aux familles BOUKHATEM, DJABEUR DJEZZAR*

❖ *A ma chère sœur, CHAHRA, mes frères, FAYÇAL et ABDEL MOUNAIM,*

❖ *Mes nièces AYA et RANIA*

❖ *Mes chers amis et tous ceux qui m'ont aidés de près ou de loin*

IBRAHIM, MOKHTAR, HAMI, LAKHDAR, BOUZIANE, MOHAMED.

❖ *Mon binôme BEREKSI REGUIG Amin qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

❖ *Ma patrie l'ALGERIE*

❖ *Tous mes enseignants*

❖ *A toute la promotion de génie civil 2016 et plus particulièrement la promotion de la construction métallique chacun par son nom, avec qui nous avons partagé nos meilleurs moments.*

BOUKHATEM Djamel-Eddin

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ *Mes très chers parents pour leur soutien et leur aide durant toute ma période d'études auxquels je leurs dois toute ma reconnaissance et mon respect, que*

Dieu le tout-puissant les garde en bonne santé.

- ❖ *Les familles BEREKSI REGUIG et DIB*

- ❖ *Mes sœurs NADIA et AMEL, mon frère NADIR, également mon beau-frère*

RYAD et ma belle-sœur AMINA.

- ❖ *Mes chers amis et tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin*

ANIS, ADIL, REDOUANE, IBRAHIM, MOKHTAR, AMINE,

HAMMADI, IMED.

- ❖ *Mon binôme BOUKHATEM Djamel-Eddin qui a contribué à la réalisation*

de ce modeste travail.

- ❖ *Tous mes enseignants*

- ❖ *A toute la promotion de génie civil 2015-2016 et plus particulièrement la*

promotion de la construction métallique chacun par son nom, avec qui j'ai

partagé mes meilleurs moments.

BEREKSI REGUIG Amin

REMERCIEMENTS

Nous adressons nos plus sincères sentiments de reconnaissance et de remerciement envers le bon Dieu, le Clément et le Miséricordieux, qui nous a donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous exprimons notre profonde reconnaissance à notre encadreur Mr CHERIF Zine-El-Abidine, pour le temps qu'il nous a accordé, son aide scientifique, ainsi que ses précieux conseils.

Nous remercions également tous nos enseignants durant tout notre cursus et spécialement les professeurs de la construction métallique.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

Nous remercions également les ingénieurs Mr A. BOUTASTA et Mr M. OURAGHI pour leur aide inestimable et pour le temps qu'ils nous ont accordé.

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

Merci à tous,

BEREKSI R.A & BOUKHATEM Dj

Résumé :

Notre projet de fin d'études consiste à faire une étude et un dimensionnement d'un bâtiment industriel en charpente métallique se trouvant à Ain-Defla (Tlemcen). Ce bâtiment possède un pont roulant, une toiture à six versants de forme trapézoïdale et un bardage en maçonnerie.

La première partie de notre travail consiste en l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques selon le règlement « RNV99 V2013 ». Ces hypothèses de charge nous ont permis d'établir la descente des charges.

La deuxième partie concerne le dimensionnement et l'assemblage des différents éléments selon le règlement « CCM97 » ainsi que l'étude du pont roulant suivant le règlement « CTICM ». Pour le calcul et le ferrailage des éléments en béton selon les normes «BAEL91» et « RPA99 », et comme logiciel nous avons utilisé (ROBOT).

Mots clé : Charpente métallique – Bâtiment industriel – Pont roulant – Bardage

Abstract

Our project of end of studies is to do a study and design of an industrial building in steel structure located in Ain Defla (Tlemcen). This building has a crane, a roof with six trapezoidal sides and a masonry cladding.

The first part of our work is the assessment of charges and surcharges and the effects of climate action according to the « RNV99 V2013 ». These assumptions charge allowed us to establish the descent of the load.

The second part concerns the design and assembly of the various elements according to the regulations « CCM97 » and the study of the crane according to the regulations «CTICM». For the calculation and reinforcement of concrete elements according to standards «BAEL91» and « RPA99 », and as we used software (ROBOT).

Keywords : Metal framework - Industrial - Overhead crane – Cladding

ملخص

هذا المشروع يعمد إلى دراسة تصميم وقياس مبنى صناعي لاستخدامه كمركز لفرز النفايات المتواجد في عين الدفلى (تلمسان). هذا المبنى يحتوي على رافعة، وسقف شبه منحرف مع ستة جوانب والكسوة عبارة عن جدران مبنية.

الجزء الأول من عملنا هو تقييم مختلف الأثقال والتأثيرات المناخية حسب القواعد «RNV99V 2013» التي سمحت لنا بدراسة المؤثرات على هياكل البناء

الجزء الثاني فيتعلق بتصميم وتجميع العناصر المختلفة وفقا للقواعد «CCM97» ودراسة الرافعة وفقا للقواعد «CTICM» ضافة الى حساب حديد التسليح وفقا للقواعد «BAEL91» و « RPA99 » بالاعتماد على برنامج (ROBOT).

الكلمات المفتاحية: الإطار المعدني، مبنى صناعي، رافعة، الكسوة.

SOMMAIRE

Chapitre I : Presentation De L'ouvrage	14
I.1 Présentation du projet	14
I.2 Données géométriques de l'ouvrage	14
I.3 Localisation et données concernant le site du projet :	15
I.4 Règlements utilisés	15
I.5 Matériaux utilisés :	16
I.5.1 Acier :	16
I.5.2 Boulons d'assemblage :	16
I.5.3 Béton armé	16
I.5.4 Les aciers d'armatures	16
I.6 Conception structurelle :	17
I.7 Conception structurelle	17
I.7.1 Partie horizontale (toiture)	17
I.7.2 Partie verticale (les façades)	17
Chapitre II : Descentes des charges	18
II .1 Introduction	18
II .2 Charges permanentes	18
II .3 Surcharges d'exploitation	18
II .3.1 Surcharge de la Neige	18
II .3.1.1 Calcul de la charge de la neige	18
II.3.2 Action du vent sur la construction :	19
II .4 Calcul de la force de frottement :	24
Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires	26
III.1 Chéneaux et descente des eaux pluviales :	26
III.1.1 Calcul de la section et du diamètre du chéneau	26
III.2.2 Caractéristiques de la tôle de couverture :	26
III.2. Calcul des pannes de couverture	27
III.2.1. Charges à prendre en considération :	27
III.2.2. Combinaisons des charges et actions :	28
III.2.3 Moment maximum pour une poutre continue sur 4 appuis simples :	28
III.2.4 Calcul de l'espacement :	29
III.2.5 Dimensionnement des pannes :	29
III.2.5.1 Combinaisons des charges	29
III.2.5.2 Calcul des moments sollicitant (ELU) :	30
III.2.6 Condition de flèche (ELS) :	30

III.2.7 Condition de flèche avec poids propre inclus :	31
III.2.8 Classe du profilé IPE 160 :	32
III.2.8.1 Classe de l'âme fléchie :	32
III.2.8.2 Classe de la semelle comprimée :	32
III .2.9. Vérification des contraintes	32
III.2.10 Résistance de la panne au déversement :	33
III.2.11 Résistance au voilement par cisaillement	34
III.2.12 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme	35
III.3 Calcul des liernes	35
III.3.1 Dimensionnement des liernes	36
III.4 Calcul des potelets	37
III.4.1 Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé	37
a/ Charge permanente G (poids propre) :	37
b/ Surcharge climatique du vent (W_1) :	37
III.4.2 Dimensionnement du potelet	37
III.4.2.1 Incidence de l'effort normal	38
III.4.2.2 Classe du profilé IPE270 :	38
III.4.2.3 Vérification des contraintes	39
III.4.2.4 Résistance au flambement	39
Chapitre-IV : Dimensionnement du chemin de roulement	41
IV.1 Introduction	41
IV.2 La voie de roulement	42
IV.3 La poutre de roulement	42
IV.4 Caractéristiques du pont roulant	42
IV.5 Types de ponts roulants	43
IV.6 Description générale du calcul	44
IV.7 Définitions des charges et coefficients	45
IV.7.1 Charges verticales (RV)	45
IV.7.2 Charges horizontales transversales (RH)	45
IV.7.3 Charges horizontales longitudinales (RL)	45
IV.7.4 Coefficients	45
IV.8 Calcul des réactions des galets d'un pont roulant	45
IV.8.1 Charges statiques (réactions par galet)	45
IV.8.2 Charges verticales (RV)	45
IV.8.3 Charges horizontales longitudinales (RL)	46
IV.8.4 Charges horizontales transversales (RH)	46

IV.8.4.1 Palan au milieu de la portée du pont	46
IV.8.4.2 Palan à distance minimale du chemin de roulement	46
IV.9 Choix du rail :	46
IV.9.1 Fixation du rail sur la poutre de roulement :	47
IV.10 Dimensionnement de la poutre de roulement	47
IV.10.1 Condition de flèche :	47
IV.10.2 Caractéristiques du profilé	48
IV.10.3 Vérification de la flèche avec poids propre inclus	48
IV.10.3.1 Les deux charges sur galets	48
IV.10.3.2 Le poids propre sur la poutre de roulement	48
IV.10.3.3 Classe du profilé fléchi	49
IV.10.4 Résistance du profilé sous charges verticales	49
IV.10.5 Résistance de la section à l'effort tranchant	49
IV.10.6 Vérification sous charge horizontale	50
IV.10.7 Résistance de l'âme au voilement par cisaillement :	50
IV.10.8 Résistance au déversement :	51
IV.10.9 Résistance de l'âme à la charge transversale.....	52
IV.10.9.1 Résistance à l'écrasement	52
IV.10.9.2 Résistance à l'enfoncement local	52
IV.10.10.3 Résistance au voilement de l'âme	53
IV.10.11.4 Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme	53
IV.11 Calcul du support du chemin de roulement.....	54
IV.11.1 Charge verticale :	54
IV.11.2 Charge horizontale :	54
IV.11.3 Dimensionnement du support de chemin de roulement	55
IV.11.4 Classe de la section transversale en HEA180	55
IV.11.5 Vérification du profilé au flambement de la semelle comprimée dans le plan d'âme ..	55
IV.11.6 Vérification à l'effort tranchant	56
IV.11.7 Vérification de la flèche.....	56
Chapitre V : Etude sismique	57
V.1 Introduction :	57
V.2 Principe de la méthode :	57
V.3 Classification	57
V.3.1 Classification des zones sismiques :	57
V.3.2 Classification de l'ouvrage :	57
V.4 Spectre de réponse de calcul :	57

V.5 Analyse dynamique :	58
V.6 Modélisation de la structure :	59
V.6.1 Etapes de modélisation :	59
V.7 Analyse modale :	60
V.8 Vérification de la structure :	60
V.8.1 Vérification de la période fondamentale de la structure :	60
V.8.2 Vérification de la force sismique à la base :	61
V.8.3 Vérification des déplacements :	62
Chapitre VI: Dimensionnement des éléments structuraux	63
VI. 1 Introduction	63
VI.2 Justification des traverses	63
VI.2.1 Charge répartie sur la traverse	63
VI.2.2 Caractéristiques de la traverse	63
VI.2.3 Efforts sollicitants	63
VI.2.4 Classe de la section transversale de la traverse	63
VI.2.5 Vérification de la flèche	64
VI.2.6 Condition de résistance de la traverse (Moment fléchissant + Effort tranchant + Effort normal) :	64
VI.3 Justification des poteaux	66
VI.3.1 Efforts sollicitants	66
VI.3.2 Caractéristiques du profilé du poteau :	66
VI.3.3 Classe de la section transversale du poteau	66
VI.3.4 Condition de résistance « Moment fléchissant + Effort normal » :	67
VI.4. Justification des stabilités	68
VI.4.1 Les éléments comprimés	69
VI.4.1.1 Vérification au flambement	69
VI.4.1.2 Résistance plastique de la section brute	69
VI.4.2 Les éléments tendus	69
VI. 4.2.1 Résistance ultime	70
VI.4.2.2 Résistance plastique de calcul de la section nette	70
VI.4.2.3 Résistance plastique de calcul de la section brute	70
VI.4.2.4 Vérification	70
VI.5 Justification des poutres au vent (contreventements) :	70
VI.5.1 Les éléments comprimés	70
VI.5.1.1 Vérification au flambement	70
VI.5.1.2 Résistance plastique de la section brute	71

VI.5.2 Les éléments tendus.....	71
VI.5.2.1 Résistance ultime	71
VI.5.2.2 Résistance plastique de calcul de la section nette	72
VI.5.2.3 Résistance plastique de calcul de la section brute	72
VI.5.2.4 Vérification	72
Chapitre VII : Calcul des assemblages	73
VII.1 Introduction :	73
VII.2 Liaison Poteau-traverse :	73
VII.2.1 Efforts Sollicitant	74
VII.2.2 Soudure de la platine	74
VII.2.2.1 Soudure de la semelle tendue :	74
VII.2.2.2 Soudure de l'âme	75
VII.2.3 Disposition constructives :	75
VII.2.3.1 Pince longitudinale e_1 :	75
VII.2.3.2 Pince transversale e_2 :	75
VII.2.4 Calcul des boulons sollicités en traction :	75
VII.2.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :	75
VII.2.6 Vérification de la pression diamétrale :	76
VII.3 Liaison Traverse-Traverse (IPE 360-IPE360) :	76
VII.3.1 Efforts sollicitantS :	77
VII.3.2 Soudure de la platine :	77
VII.3.2.1 Cordon de soudure :	77
VII.3.2.2 Soudure de la semelle tendue :	77
VII.3.2.3 Soudure de l'âme :	78
VII.3.3 Disposition constructives :	78
VII.3.3.1 Pince longitudinale e_1 :	78
VII.3.3.2 Pince transversale e_2 :	78
VII.3.4 Calcul des boulons sollicités en traction :	78
VII.3.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :	78
VII.3.6 Vérification de la pression diamétrale :	79
VII.4 Liaison Poteau-console :	79
VII.4.1 Efforts Sollicitants :	80
VII.4.2 Soudure de la platine	80
VII.4.2.1 Soudure de la semelle tendue :	80
VII.4.2.2 Soudure de l'âme	81
VII.4.3 Disposition constructives :	81

VII.4.3.1 Pince longitudinale e_1:	81
VII.4.3.2 Pince transversale e_2 :	81
VII.4.4 Calcul des boulons sollicités en traction :	81
VII.4.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :	81
VII.4.6 Vérification de la pression diamétrale :	82
VII.5 Les pieds de poteaux	82
VII.5.1 Efforts sollicitants:	83
VII.5.2 Dimensionnement de la plaque d'assise	83
VII.5.2.1 Cordons de soudure	83
VII.5.2.2 Surface de la platine	84
VII.5.2.3 Epaisseur de la platine	84
VII.5.3 Vérification de la contrainte de compression sur la semelle	84
VII.5.4 Vérification de la tige d'ancrage :	84
VII.5.5 Condition d'équilibre du BAEL :	85
Chapitre VIII : Calcul des fondations	86
VIII.1 Introduction	86
VIII.2 Charge à prendre en considération	86
VIII.3 Dimensionnement de la semelle :	86
VIII.3.1 Détermination de A et B :	86
VIII.3.2 Détermination de d et h :	86
VIII.4 CALCUL DES LONGRINES	88
VIII.4.1 Dimensionnement des longrines	88
VIII.4.2 Calcul du ferrailage	88
VIII.4.3 Vérification de condition de non fragilité	88
VIII.4.4 Calcul des armatures transversales	89
VIII.4.5 Calcul de l'espacement des cadres :	89

LISTE DES FIGURES

Figure I 1 Vu en 3D du bâtiment	14
Figure I 2 Localisation du site du projet (Ain Defla, Tlemcen)	15
Figure II. 1 Le sens du vent sur la structure.....	19
Figure II. 2 Vent (V1-V2) sur les parois AB-CD	21
Figure II. 3 Vent (V3-V4) sur la paroi AD-BC	21
Figure II. 4 Valeurs de C_{pe} pour chaque versant	22
Figure II. 5 Valeurs de C_{pe} pour tous les versants.....	22
Figure II. 6 Pression du vent sur les parois (Pignon - Long Pan).....	23
Figure II. 7 Pression du vent sur la toiture (Pignon - Long Pan).....	24
Figure III. 1 Chêneau d'eau Figure III. 2 Coupe transversale du chêneau.....	26
Figure III. 3 Moignon cylindrique.....	26
Figure III. 4 Tôle nervurée.....	27
Figure III. 5 Cas de l'effet du vent Figure III. 6 Cas de l'effet de neige	28
Figure III. 7 :Diagramme des moments fléchissant au niveau de la couverture.	28
Figure III. 8 Coupe transversale des liernes.....	35
Figure IV. 1 : Schéma 3D du pont roulant.	41
Figure IV. 2 Schéma 2D du pont roulant	42
Figure IV. 3 : a/ Coupe longitudinale b/ Coupe transversale.....	43
Figure IV. 4 : Moment Max pour deux charges égales (Théorème de barre).....	44
Figure IV. 5 : Caractéristiques géométriques du rail	47
Figure IV. 6 : Crapaud pour rail A55.....	47
Figure IV. 7 : Support du chemin de roulement.	54
Figure IV. 8 : Les caractéristiques du profilé HEA180	55
Figure V. 1 Spectre de réponse.	60
Figure V. 2 :Résultante des forces sismiques à la base.	61
Figure V. 3 :Déplacement relatif.	62
Figure VII. 1 3D d'assemblage poteau-traverse (HEA240–IPE360).	73
Figure VII. 2 Détail d'assemblage poteau-traverse (HEA240–IPE360).....	74
Figure VII. 3 3D d'assemblage traverse-traverse (IPE360– IPE360).....	76
Figure VII. 4 Détail d'assemblage traverse-traverse (IPE360 – IPE360).....	77
Figure VII. 5 Détail et 3D de l'assemblage Poteau-console (HEB300 – HEA180)	79
Figure VII. 6 Détail et 3D de l'assemblage Poteau-console (HEB300 – HEA180)	80
Figure VII. 7 3D de la jonction poteau-fondation	82
Figure VII. 8 Détail de jonction poteau-fondation	83
Figure VIII. 1 Ferrailage des semelles isolées	87

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I 1 : Règlements techniques utilisés.....	15
Tableau I 2 Valeurs nominales des résistances f_y et f_u de l'acier fe360	16
Tableau I 3 : Valeurs nominales de f_y pour l'acier d'armature.....	16
Tableau II. 1 Définition des catégories de terrain (RNV99 V2013).....	20
Tableau II. 2 Pression du vent sur les parois verticales	23
Tableau II. 3 Pression du vent sur la toiture	24
Tableau III. 1 Caractéristiques du profilé IPE160 de la panne	31
Tableau III. 2 Caractéristiques du profilé IPE270	38
Tableau IV. 1 Caractéristiques du pont roulant.....	43
Tableau IV. 2 Charges statiques des ponts roulants (R).....	44
Tableau IV. 3 Charges statiques des ponts roulants (R).....	45
Tableau IV. 4 : Charges verticales (RV).....	45
Tableau IV. 5 : Charges horizontales longitudinales (RL).....	46
Tableau IV. 6 : Charges horizontales transversales (RH1).....	46
Tableau IV. 7 : Charges horizontales transversales (RH2).....	46
Tableau IV. 8 : Caractéristiques du rail A55.....	46
Tableau IV. 9 : Caractéristiques du profilé HEB280.....	48
Tableau V. 1 Valeurs des pénalités P_q	58
Tableau V. 2 Eléments métalliques constituant la structure.....	59
Tableau VI. 1 Caractéristiques du profilé IPE360.....	63
Tableau VI. 2 Caractéristiques du profilé HEA240.....	66

LISTE DES NOTATIONS

Majuscules latines

- A : Section brute d'une pièce.
- A_{net} : Section nette d'une pièce.
- A_w : Section de l'âme.
- A_v : Aire de cisaillement.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- $C_{p,net}$: Coefficient de pression nette.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_d : Coefficient dynamique.
- E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E=2,1 \cdot 10^5$ MPa).
- F : Force en générale.
- G : Module d'élasticité transversale de l'acier ($G=81000$ MPa).
- G : Charge permanente.
- I : Moment d'inertie.
- I_v : Intensité de turbulence.
- k_0 : Coefficient de flambement.
- k_t : Facteur de terrain.
- L : Longueur.
- M : Moment de 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.
- $N_{t,sd}$: Effort normale de traction.
- $N_{C,sd}$: Effort normal de compression.
- $N_{C,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
- Q : Charge d'exploitation.
- P : poids de la structure.
- R : Coefficient de comportement de la structure.

S : La charge de la neige.
S_k: La charge de neige sur sol
V_{Sd}: Valeur de calcul de l'effort tranchant.
V_{réf}: Vitesse de référence du vent.
W_{pl}: Module de résistance plastique.
W : Pression aérodynamique.
W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.
f_y: Limite d'élasticité.
h : Hauteur d'une pièce.
L: Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).
l_f: Longueur de flambement.
q_{réf} : Pression dynamique moyenne de référence.
q_p : Pression dynamique de pointe.
t : Épaisseur d'une pièce.
t_f: Épaisseur d'une semelle de poutre.
t_w: Épaisseur de l'âme de poutre.
Z : Hauteur au-dessus du sol.
Z₀: Paramètre de rugosité.
Z_{eq}: Hauteur équivalente.

Minuscules grecques

χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.
β_w: Facteur de corrélation.
γ_M: Coefficient de sécurité.
λ : Élancement.
λ_{LT}: Élancement de déversement.
α : Facteur d'imperfection.
ϕ_{LT}: Rotation de déversement.
τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.
σ_a: Contrainte de l'acier.
σ_b: Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

INTRODUCTION GENERALE

A l'issue de notre formation d'ingénieurs en génie civil spécialité « charpente métallique », nous sommes amenés à étudier un hall métallique de tri de déchets avec pont roulant.

Ce projet conçu et initié par l'entreprise « BHM construction » répond à un besoin écologique pour la wilaya de Tlemcen.

Son étude menée en binôme sous la direction d'un enseignant et de deux professionnels dans le domaine du génie civil équivalait à celui d'un bureau d'étude conformément à un cahier des charges fourni par l'APC de Tlemcen

Les objectifs que nous nous sommes assigné sont :

- Travail en équipe avec répartition des tâches.
- Mise en pratique des connaissances acquises.
- Implication totale en qualité d'ingénieur.
- Rédaction d'un document précis, clair et abordable.

Pour un raison de nécessité et de pratique, nous avons intégré au projet un pont roulant.

Chapitre I : Présentation De L'ouvrage

I.1 Présentation du projet

Notre projet de fin d'études consiste à faire l'étude et le dimensionnement d'un bâtiment industriel qui sera utilisé comme un centre de tri des déchets solides pour la région de Tlemcen. La surface de la structure est de 1944 m².



Figure I 1 Vu en 3D du bâtiment

I.2 Données géométriques de l'ouvrage

- Longueur totale : $L = 54\text{m}$
- Largeur totale : $B = 36\text{m}$
- Hauteur totale au faitage : $H = 9,5\text{m}$

I.3 Localisation et données concernant le site du projet :

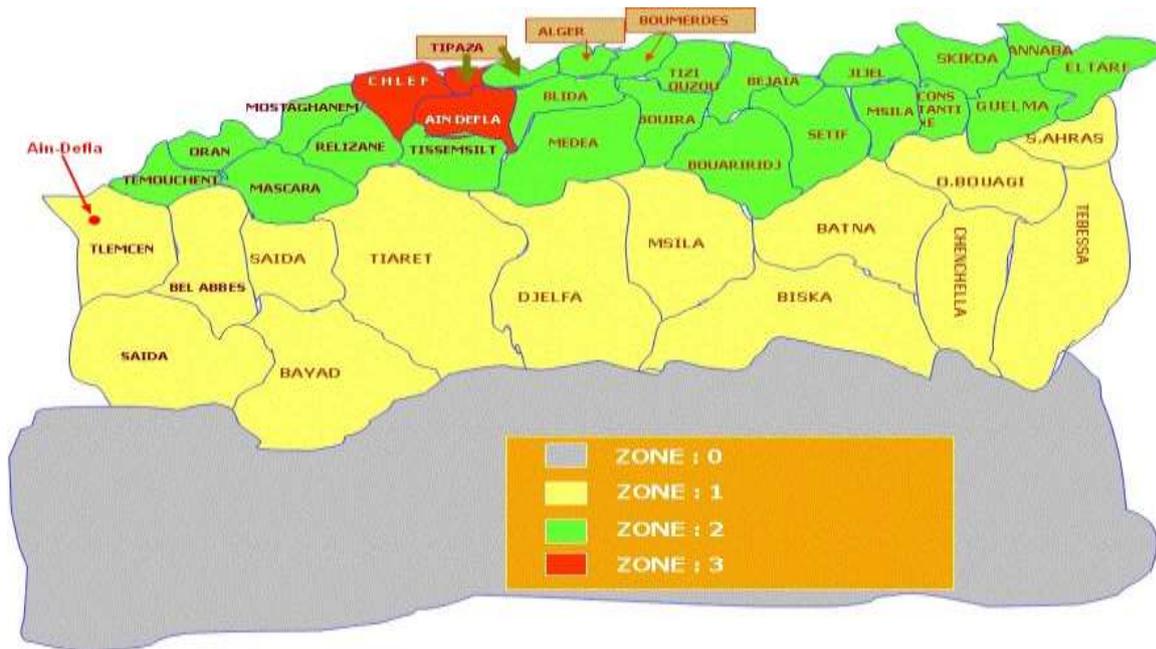


Figure I 2 Localisation du site du projet (Ain Defla, Tlemcen)

Le projet est situé à Ain-Defla wilaya de TLEMCEN et présente les caractéristiques suivantes :

- La contrainte admissible du sol est de $\sigma_{sol} = 1,6$ bars (rapport géotechnique du sol).
- Altitude = 633 m.
- Le site Tlemcen est classé dans la zone sismique 1 (RPA99-V2003).

I.4 Règlements utilisés

Types de règlement	Définition
RNV99-V2013	Règles définissant les effets de la neige et vent
RPA99-V2003	Règles parasismiques Algériennes version 2003
CCM97	Conception et calcul des structures en acier
BAEL91	Béton armé aux états limites
DTR BC 2 .2	Charges et surcharges
CTICM	Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulements des ponts roulants

Tableau I 1 : Règlements techniques utilisés.

I.5 Matériaux utilisés :

I.5.1 Acier :

Nuance d'acier (EN 10025)	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 < t \leq 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340

Tableau I 2 Valeurs nominales des résistances f_y et f_u de l'acier fe360

- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa
- La limite élastique : $f_y = 235$ MPa
- Le module de Young : $E = 210000$ MPa
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Module d'élasticité transversale : $G = 81\ 000$ MPa

I.5.2 Boulons d'assemblage :

Pour les assemblages, les boulons utilisés sont des boulons HR et ordinaires.

I.5.3 Béton armé

Le béton utilisé est dosé à 350 Kg/ m³.

Le béton de propreté est dosé à 150 kg/ m³.

Les caractéristiques du béton

Le béton utilisé est défini du point de vue mécanique par :

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$

Les contraintes limites

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_c}$$

La contrainte de compression limite de service est donnée par : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

I.5.4 Les aciers d'armatures

Nuance		f_y (MPa)
Barres HR	Fe 400	400
	Fe 500	500

Tableau I 3 : Valeurs nominales de f_y pour l'acier d'armature.

Les armatures du béton sont de nuance **FeE 400**.

I.6 Conception structurelle :

La conception de ce bâtiment industriel a été faite de façon à satisfaire les critères suivants :

- L'économie
- La faisabilité
- Assurer la stabilité d'ensemble de la structure
- Assurer une résistance vis-à-vis des phénomènes d'instabilité.

L'étude et le dimensionnement de ce hall doivent être :

- Économique
- Résistant aux efforts maximaux.

I.7 Conception structurelle

I.7.1 Partie horizontale (toiture)

La toiture constitue la partie supérieure d'une structure. La fonction de la toiture est double ; d'une part, elle doit assurer la répartition des charges (fonction porteuse) et d'autre part, elle assure le rôle de protection.

La toiture de notre projet est de forme trapézoïdale avec six versants identiques, et est constituée de plusieurs éléments :

- *Traverses*
- *Pannes*
- *Panneaux en tôle nervurée (TN 40)*

I.7.2 Partie verticale (les façades)

Les principaux matériaux dont on dispose pour la construction des murs sont : la pierre naturelle, les agglomérés de béton, la brique d'argile cuite. A part quelques pierres naturelles, tous les matériaux utilisés pour la construction des murs sont anisotropes, ce qui signifie qu'ils possèdent des caractéristiques différentes selon la direction des sollicitations. Les agglomérés de béton et la brique d'argile cuite sont fabriqués dans un sens bien défini.

Pour notre structure la façade est entièrement faite en maçonnerie.

Chapitre II : Descentes des charges

II .1 Introduction

Ce présent chapitre fournit les principes généraux et procédures pour la détermination des différentes charges agissant sur notre structure qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets climatiques, ainsi que des séismes. Ces charges ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage.

II .2 Charges permanentes

Les charges permanentes G sont des charges invariables dans le temps. Il s'agit du poids propre de la structure elle-même, aussi de l'équipement de l'ouvrage tel que ;

- La toiture :
 - Tôle nervurée (TN 40) : « 11 kg/m² »
- Bardage :
 - Maçonnerie : « 285 kg/m² »
- Pont roulant :
 - Voir les caractéristiques au Chapitre IV

II .3 Surcharges d'exploitation

Dans le bâtiment les charges d'exploitations ou surcharges sont les charges mécaniques statiques permanentes ou dynamiques non permanentes générées par le climat et les activités humaines.

Elles couvrent la pression du vent, le poids de la neige, le poids des personnes et le mobilier, on peut aussi parler des surcharges d'entretien qui sont définies comme ; charges ponctuelles de 1kN au 1/3 et 2/3 de la portée d'une poutre.

Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire charges et surcharges (D.T.R-B.C.2.2) [1]

II .3.1 Surcharge de la Neige

Le calcul de la surcharge de la neige est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré. La valeur S est déterminée par la formule suivante

$$S = \mu \times S_k \quad (\text{kN/m}^2). \quad [2]$$

S : charge caractéristique de neige par unité de surface.

μ : coefficient d'ajustement des charges (fonction de la forme de la toiture).

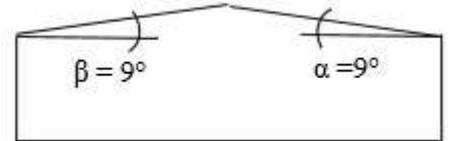
s_k : la surcharge de neige sur le sol.

II .3.1.1 Calcul de la charge de la neige

La structure se trouve dans la Wilaya de Tlemcen (Ain-Defla), classée en Zone A dont l'altitude est de 633 m.

Zone A :
$$S_k = \frac{0,07H+15}{100} = \frac{0,07 \times 633+15}{100}$$

$$S_k = 0,59 \quad \text{kN/m}^2$$



Notre cas : $\alpha = \beta = 9^\circ$

Donc ; $0^\circ \leq (\alpha = 9^\circ) \leq 30^\circ$

$\gg \mu_1 = 0,8 \quad \text{et} \quad \mu_2 = 0,8 + 0,8 \left(\frac{\alpha}{30}\right) = 1,04$

$S = \left(\frac{0,8+1,04}{2}\right) \times 0,59 \quad S = 0,543 \text{ kN/m}^2$

II.3.2 Action du vent sur la construction :

Ain-Defla (Tlemcen) \rightarrow Zone II $\rightarrow V_{réf}(\text{m/s}) = 27\text{m/s} \dots\dots\dots$ (Annexe A.2)

$\Rightarrow q_{réf} = 435\text{N/m}^2$

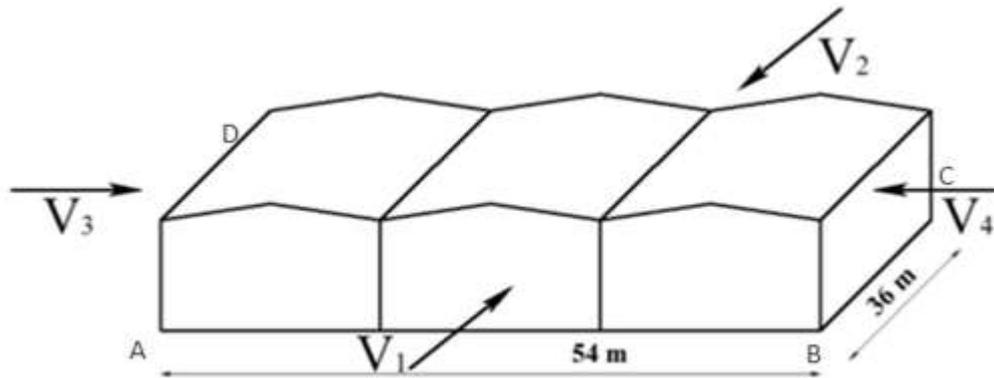


Figure II. 1 Le sens du vent sur la structure

- V1 : vent perpendiculaire à la façade(AB).
- V2 : vent perpendiculaire à la façade(CD).
- V3 : vent perpendiculaire à la façade(DA).
- V4 : vent perpendiculaire à la façade(BC).

La pression due au vent :

❖ **Pression dynamique de pointe : (q_p)**

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \quad (\text{N/m}^2) \quad [2]$$

Coefficient d'exposition : (C_e)

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

- C_r : Coefficient de rugosité
- C_t : Coefficient de topographie
- z : Hauteur considérée en (m)
- I_v : L'intensité de la turbulence

	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	E
Catégorie IV	0,234	1	10	0,67

Tableau II. 1 Définition des catégories de terrain (RNV99 V2013)

❖ Coefficient de rugosité : (C_r)On a $z=9,5m$;

$$\begin{aligned}
 z \leq z_{min} & \longrightarrow C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \\
 & \longrightarrow C_r(z) = 0,234 \times \ln\left(\frac{10}{1}\right) \quad [2] \\
 & \longrightarrow C_r(z) = 0,539
 \end{aligned}$$

❖ Coefficient de topographie : (C_t)

$$\text{Site plat} \longrightarrow C_t(z)=1 \quad [2]$$

❖ Intensité de turbulence : (I_v)Puisque ; $z < z_{min}$;

$$z=9,5m < z_{min}=10m$$

$$\begin{aligned}
 \longrightarrow I_v(z) &= \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} \\
 I_v(z) &= \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{10}{1}\right)} = 0,434 \quad [2]
 \end{aligned}$$

$$\text{Ce qui nous donne : } C_e(z_j) = (1)^2 \times (0,539)^2 \times (1 + 7 \times 0,434)$$

$$C_e(z_j) = 1,173$$

$$\text{Alors ; } q_p(Z) = 435 \times 1,173$$

$$q_p(Z) = 510,25 \text{ N/m}^2$$

Coefficient dynamique : (C_d)

Puisque notre structure a une hauteur de 9,5m qui ne dépasse pas 15m, on prend :

$$C_d=1 \quad [2]$$

Détermination de la pression aérodynamique :

$$q_j = C_d \times W(z) \quad W(z) = q_p(Z) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad (\text{N/m}^2) \quad [2]$$

➤ Le coefficient de la pression intérieure C_{pe} :

$$C_{pe} = C_{pe,10} \longrightarrow \text{puisque } S > 10m^2$$

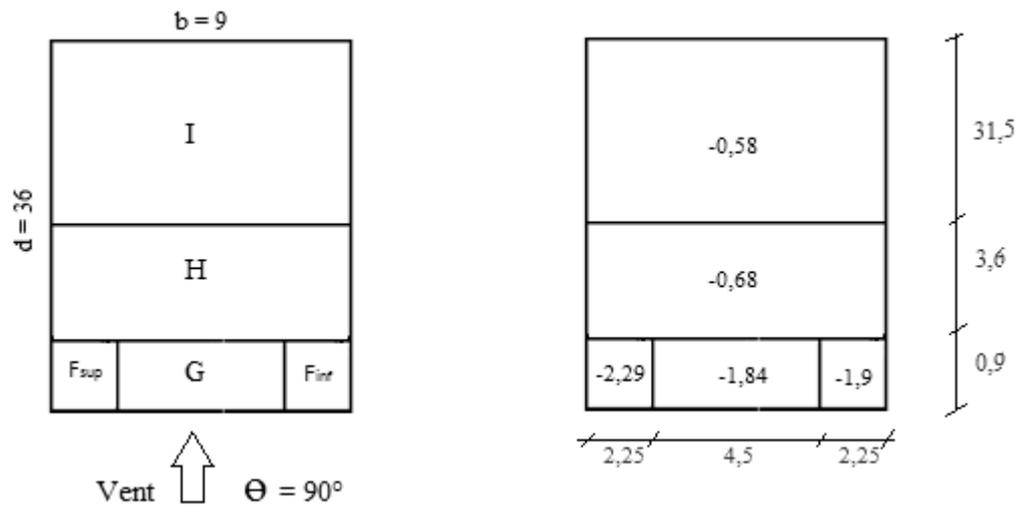


Figure II. 4 Valeurs de Cp_e pour chaque versant

- Long-pan :

$$e = \min [b ; 2h] = \min [36 ; 2 \times 9,5]$$

$$e = 19m$$

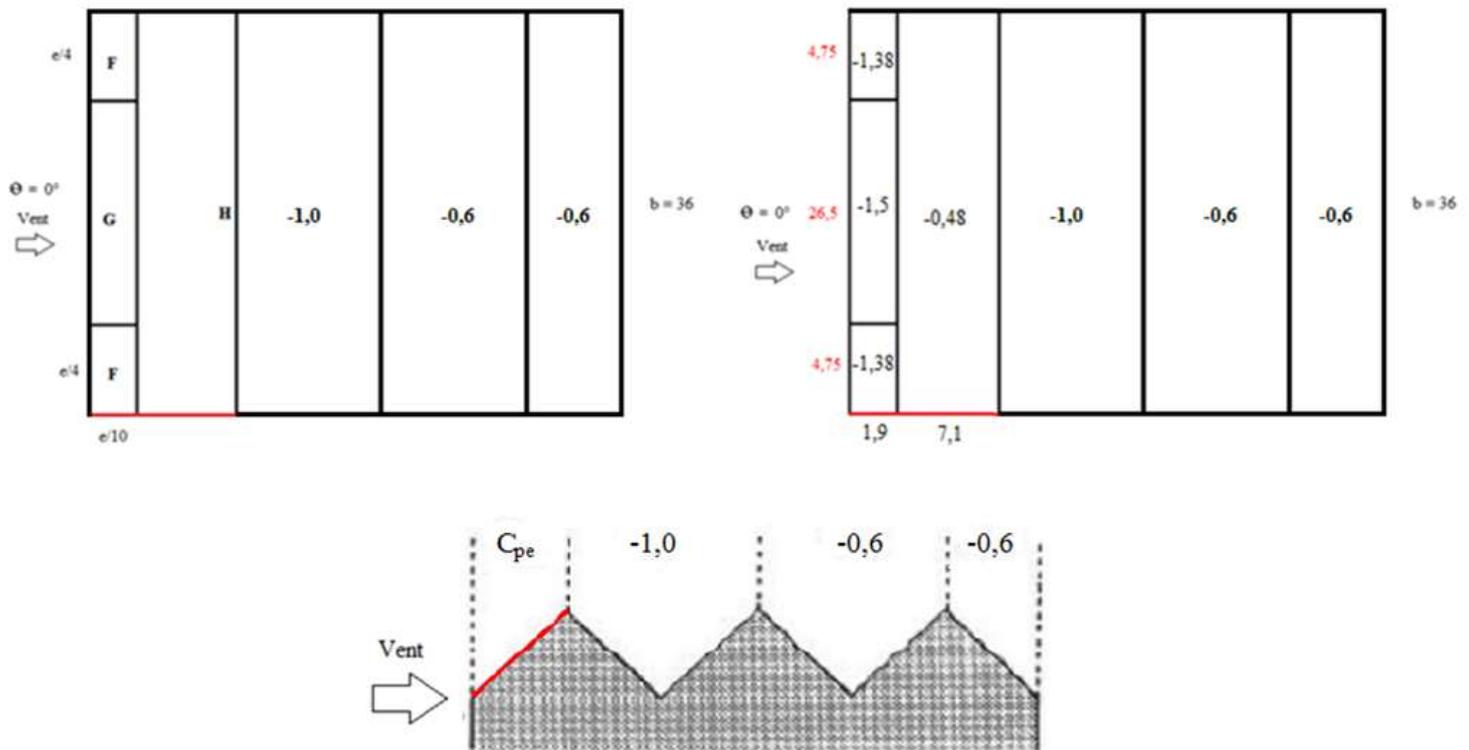


Figure II. 5 Valeurs de Cp_e pour tous les versants.

➤ Le coefficient de la pression extérieure (Cp_i) :

Puisque le dossier de la structure est incomplet donc on prend les valeurs suivantes de Cp_i :

$$\begin{cases} c_{p_i} = -0,5 \\ c_{p_i} = +0,8 \end{cases} \quad [2]$$

Calcul de la surcharge du vent: (q_j)

Les démarches précédentes permettent de définir la pression du vent qui s'exerce sur la construction, les résultats des deux sens sont présentés ci-dessous : [2]

$$C_p = C_{p_e} - C_{p_i}$$

$$q_j = q_p \cdot c_d \cdot [C_{p_e} - C_{p_i}]$$

Vent sur les parois verticales									
Pignon					Long-Pan				
Parois	C_{pe}	C_{pi}	q_p	q_j	Parois	C_{pe}	C_{pi}	q_p	q_j
A	-1,0	+0,8	510,25	-918,45	A	-1,0	+0,8	510,25	-918,45
B	-0,8	+0,8	510,25	-816,4	B	-0,8	0,8	510,25	-816,4
C	+0,8	+0,8	510,25	-663,32	C	-0,5	+0,8	510,25	-663,32
D	-0,5	-0,5	510,25	+663,33	D	-0,3	-0,5	510,25	+663,33
E	+0,8	+0,8	510,25	-561,27	E	+0,8	+0,8	510,25	-561,27

Tableau II. 2 Pression du vent sur les parois verticales

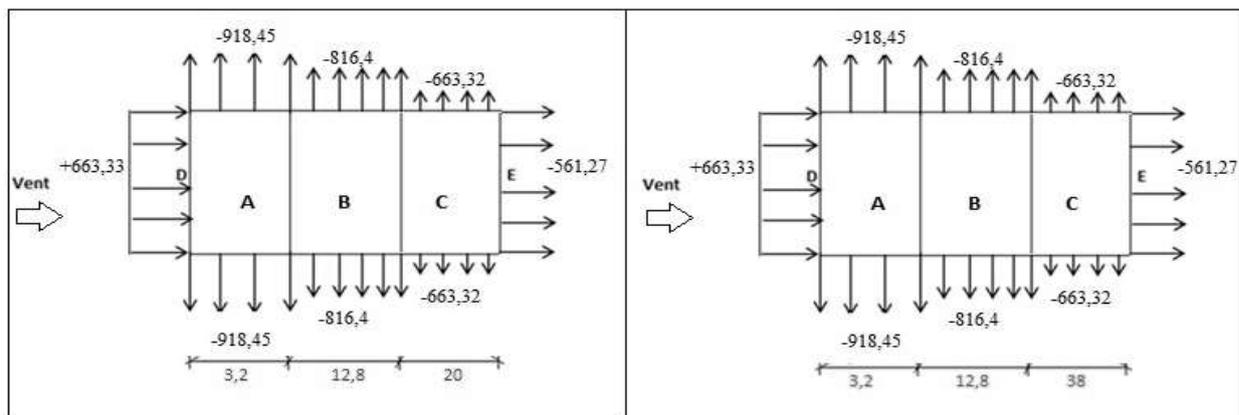


Figure II. 6 Pression du vent sur les parois (Pignon - Long Pan)

Vent sur la toiture									
Pignon					Long-Pan				
Zone	C _{pe}	C _{pi}	q _p	q _j	Zone	C _{pe}	C _{pi}	q _p	q _j
F _{inf}	-1,9	+0,8	510,25	-1377,67	F	-1,38	+0,8	510,25	-1112,34
F _{sup}	-2,29	+0,8	510,25	-1576,67	G	-1,5	+0,8	510,25	-1173,57
G	-1,84	+0,8	510,25	-1347,06	H	-0,48	+0,8	510,25	-653,12
H	-0,68	+0,8	510,25	-755,17	I1	-1,0	+0,8	510,25	-918,45
I	-0,58	+0,8	510,25	-704,14	I2	-0,6	+0,8	510,25	-714,35
					I3	-0,6	+0,8	510,25	-714,35

Tableau II. 3 Pression du vent sur la toiture

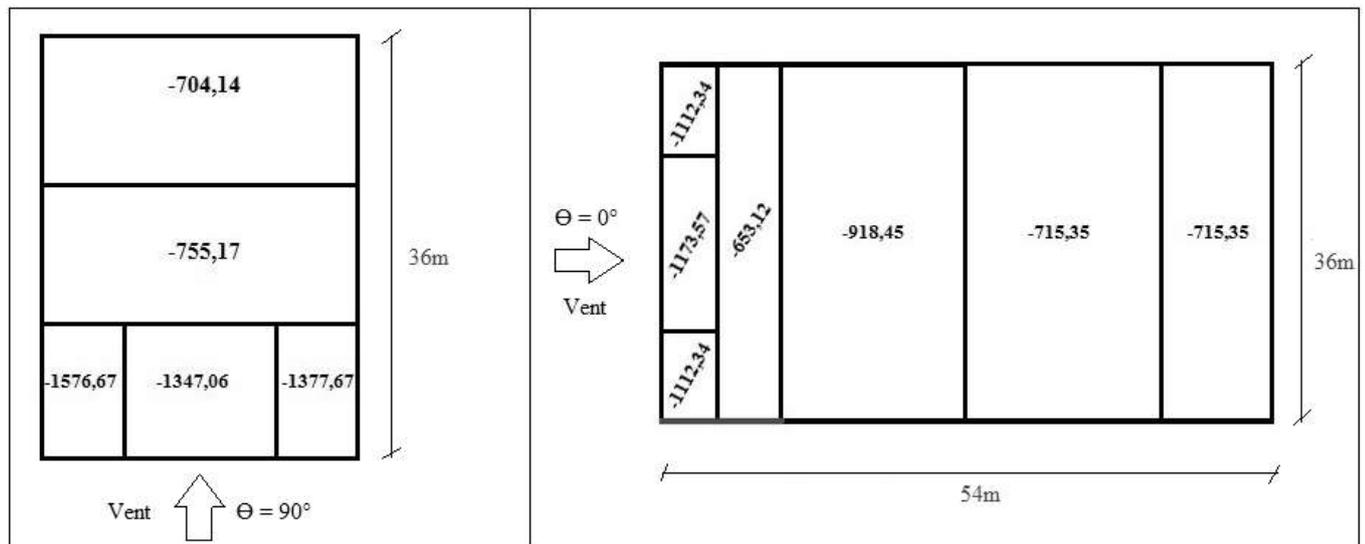


Figure II. 7 Pression du vent sur la toiture (Pignon - Long Pan)

II .4 Calcul de la force de frottement :

Les effets de frottements du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 4fois l'aire totale de toutes les surfaces perpendiculaires au vent.

- Pour V_1, V_2 :
 $S_3 + S_4 < 4 \times (S_1 + S_2)$
 $(36 \times 9.5) \times 2 < 4 \times (54 \times 9.5 \times 2)$
 $684 \text{ m}^2 < 4104 \text{ m}^2$ (Condition vérifiée)
- Pour V_3, V_4 :
 $S_1 + S_2 < 4 \times (S_3 + S_4)$
 $(54 \times 9.5) \times 2 < 4 \times (36 \times 9.5 \times 2)$

$1026 \text{ m}^2 < 2736 \text{ m}^2$ (Condition vérifiée)

Avec :

- S_1, S_2 : Surfaces pignon.
- S_3, S_4 : Surfaces long-pan.

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

Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

III.1 Chéneaux et descente des eaux pluviales :

Le chéneau est un canal ménagé à la base du versant pour recevoir les eaux pluviales et éviter leur stagnation, donc assurer l'étanchéité de la toiture.

La section du chéneau sera déterminée à partir d'un abaque, en fonction de la surface en plan des combles desservis en m^2 et la pente.

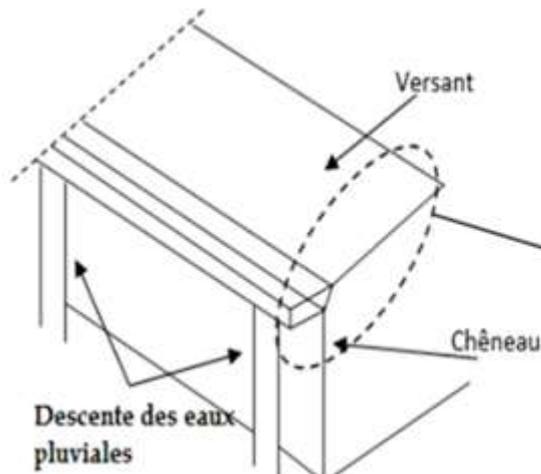


Figure III. 1 Chéneau d'eau

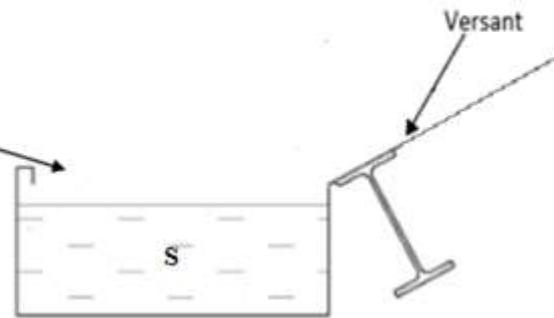


Figure III. 2 Coupe transversale du chéneau

III.1.1 Calcul de la section et du diamètre du chéneau

- $S_{\text{versant}} = 9,12 \times 36 = 328,47 m^2$
- Pente = 2mm/m

A partir des abaques :

$$\begin{cases} S_{\text{chéneau}} = 400 \text{ cm}^2 \\ d = 23 \text{ cm} \end{cases}$$

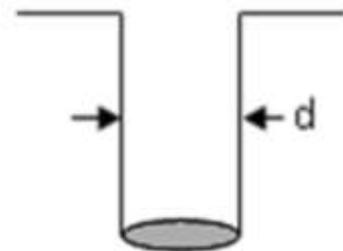


Figure III. 3 Moignon cylindrique

Prenons 3 D.E.P de $\phi = 110\text{mm}$ par versant espacés de 18m, la surface en plan collectée par une DEP.

III.2.2 Caractéristiques de la tôle de couverture :

La couverture est en tôle nervurée type TN40 d'épaisseur 10/10ème, de longueur 6m et de largeur 0.726 m. Elle sera disposée de manière à utiliser son module de résistance maximale, (I/v) max.

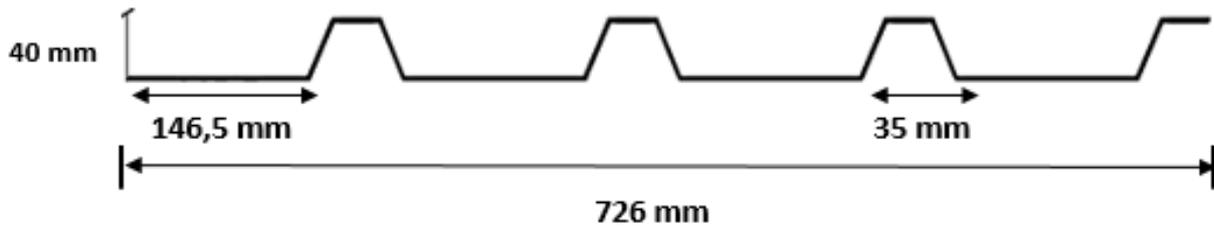


Figure III. 4 Tôle nervurée

➤ Poids propre (TN40 10/10ème)	$P = 0,11 \text{ kN/m}^2$
➤ Contrainte de rupture	$f_u = 400 \text{ N/mm}^2$
➤ Contrainte élastique	$f_y = 160 \text{ N/mm}^2$
➤ Flèche admissible	$\delta_{\max} = 1/200$
➤ Module de résistance	$w = 9,24 \text{ cm}^3/\text{ml}$
➤ Moment d'inertie	$I = 27,21 \text{ cm}^4/\text{ml}$

III.2. Calcul des pannes de couverture

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur la couverture à la traverse ou bien à la ferme. En outre, elles peuvent agir comme éléments comprimés en tant que partie du système de contreventement et participent à la stabilisation vis-à-vis du déversement de la traverse. Dans les bâtiments industriels, on utilise soit des profilés en I ainsi que des éléments formés à froid en Z, C, U, ou bien des treillis pour les portées supérieures à 6 m. Ils sont calculés suivant le CCM97. [3]

- **Espacement entre pannes:**

L'espacement entre pannes est défini en fonction de la portée admissible de la couverture. On suppose que la couverture est d'une longueur de 6m, et appuyée sur 5 appuis ce qui donne un espacement moyen de 1,2m.

III.2.1. Charges à prendre en considération :

- Charge permanente (Poids propre de la couverture TN40) $G = 11 \text{ kg/m}^2$.
- Charge d'entretien (Placée en 1/3 et 2/3 de la longueur de la panne) $Q = 1 \text{ kN}$.
- Action de la neige $S = 0,543 \cdot \cos(9) = 0,54 \text{ kN/m}^2$
- Action du vent $W = -1,576 \text{ kN/m}^2$

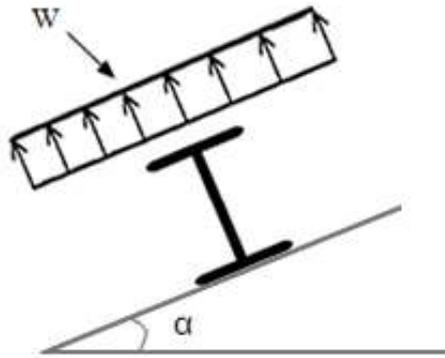


Figure III. 5 Cas de l'effet du vent

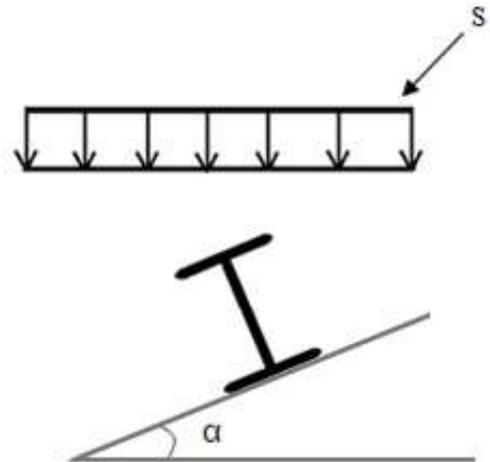


Figure III. 6 Cas de l'effet de neige

III.2.2. Combinaisons des charges et actions :

$$q_1 = 1,35 G + 1,5Q_{ent} = (1,35 \times 0,11 \times 1) + (1,5 \times 1 \times 1) = 1,65 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 0,11 \times 1) + (1,5 \times 0,54 \times 1) = 0,959 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = 1,35 G + 1,5 W = (1,35 \times 0,11 \times 1) + (1,5 \times (-1,58) \times 1) = -2,22 \text{ kN/m}$$

$$q = \max (q_1, q_2, q_3) = 2,22 \text{ kN/m}$$

III.2.3 Moment maximum pour une poutre continue sur 4 appuis simples :

Le moment maximum est déterminé suivant les calculs de la RDM par la méthode des 3 moments. Le diagramme résultant des moments fléchissant est montré ci-dessous en figure III.7.

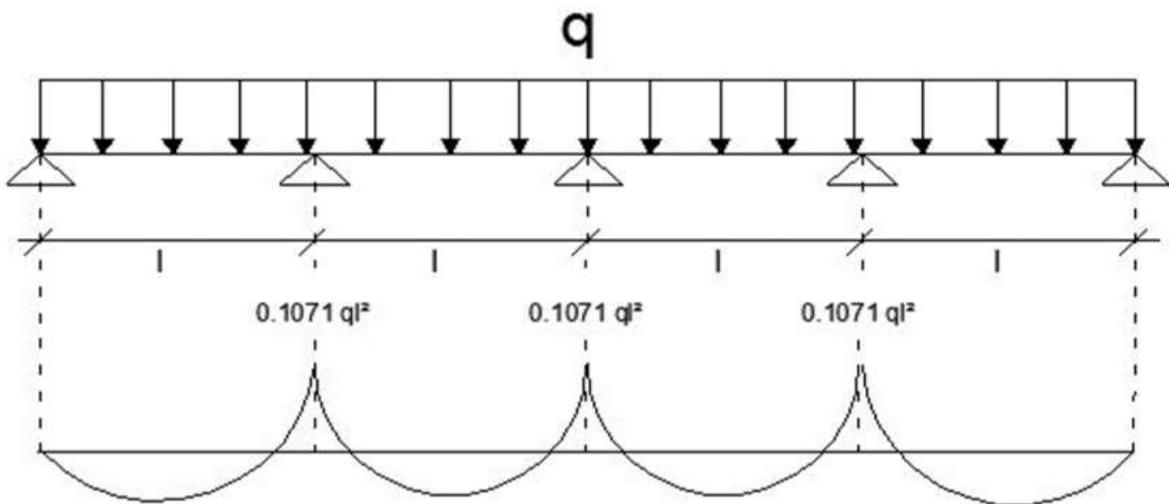


Figure III. 7 :Diagramme des moments fléchissant au niveau de la couverture.

$$M_{max} = 0,1071 ql^2$$

$$q = 2,22 \text{ kN/ml}$$

l : espacement entre pannes.

III.2.4 Calcul de l'espacement :

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} \leq f_y \Rightarrow M_{\max} < f_y \times w \quad \left\{ \begin{array}{l} w \text{ (module de résistance)} \\ w = 9,24 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{ml} \end{array} \right.$$

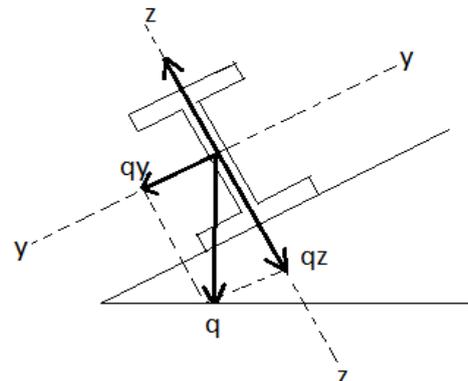
$$\Rightarrow 0,1071ql^2 < f_y \times w$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{f_y \times w}{0,1071 \times q}} \Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{160 \times 10^3 \times 9,24 \times 10^{-6}}{0,1071 \times 2,22}} = 2,49$$

On prend : $l = 1,70 \text{ m}$

III.2.5 Dimensionnement des pannes :

- $G = 0,11 \times 1,70 = 0,19 \text{ kN/ml}$
- $Q_{\text{ent}} = 1 \times 1,70 = 1,70 \text{ kN/ml}$
- $S = 0,54 \times 1,70 = 0,92 \text{ kN/ml}$
- $W = (-1,576) \times 1,70 = -2,68 \text{ kN/ml}$



III.2.5.1 Combinaisons des charges

À l'ELU :

$$q_1 = 1,35G + 1,5Q_{\text{ent}} = (1,35 \times 0,19) + (1,5 \times 1,7) = 2,80 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 1,35G + 1,5S = (1,35 \times 0,19) + (1,5 \times 0,92) = 1,64 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = 1,35G + 1,5W = (1,35 \times 0,19) + (1,5 \times (-2,68)) = -3,76 \text{ kN/m}$$

$$q = \text{Max}(q_1, q_2, q_3) = 3,76 \text{ kN/m}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} q_y = q \cdot \sin \alpha = 3,76 \cdot \sin(9^\circ) = 0,59 \text{ kN/m} \\ q_z = q \cdot \cos \alpha = 3,76 \cdot \cos(9^\circ) = 3,71 \text{ kN/m} \end{cases}$$

À l'ELS :

$$q_{s1} = G + Q_{\text{ent}} = 0,19 + 1,7 = 1,89 \text{ kN/m}$$

$$q_{s2} = G + S = 0,19 + 0,92 = 1,11 \text{ kN/m}$$

$$q_{s3} = G + W = 0,19 + (-2,68) = -2,49 \text{ kN/m}$$

$$q = \text{max}(q_{s1}, q_{s2}, q_{s3}) = 2,49 \text{ kN/m}$$

NB : Les sollicitations dues au vent sont susceptibles d'avoir une instabilité par déversement.

Vu aussi l'amplitude de leur action, on peut dire quel est le cas le plus défavorable.

$$\begin{cases} q_{sy} = q \times \sin \alpha = 2,49 \times \sin(9^\circ) = 0,39 \text{ kN/m} \\ q_{sz} = q \times \cos \alpha = 2,49 \times \cos(9^\circ) = 2,46 \text{ kN/m} \end{cases}$$

III.2.5.2 Calcul des moments sollicitant (ELU) :

Les vérifications suivantes sont imposées par le CCM 97 afin de dimensionner les pannes.

- **Axe (y-y) :**

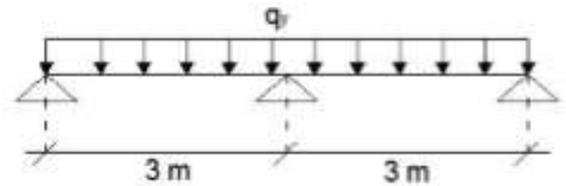
$$M_{z,sd} = q_y \times \frac{L_y^2}{8}$$

$$= 0,59 \times \frac{3^2}{8} = 0,66 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,sd} \leq M_{zrd} = \frac{W_{PLZ} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\Rightarrow W_{plz} \geq \frac{M_{zsd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$W_{plz} \geq \frac{0,66 \times 10^2 \times 1,1}{235 \cdot 10^{-1}} = 3,09 \text{ cm}^3$$



- **Axe (z-z) :**

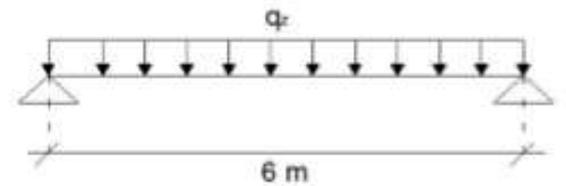
$$M_{y,sd} = q_z \times \frac{L_z^2}{8}$$

$$= 3,71 \times \frac{6^2}{8} = 16,70 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} \leq M_{zrd} = \frac{W_{PLZ} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\Rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{zsd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$W_{ply} \geq \frac{16,70 \times 10^2 \times 1,1}{235 \cdot 10^{-1}} = 78,17 \text{ cm}^3$$



III.2.6 Condition de flèche (ELS) :

- **Axe (y-y) :** $\delta = 0,41 \times \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times I_z}$ [7]

$$\delta_{\max} = \frac{L_y}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \Rightarrow I_z \geq \frac{2,05 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times \delta_{\max}}$$

$$\Rightarrow I_z \geq \frac{2,05 \times 0,39 \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 1,5}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 5,35 \text{ cm}^4$$

- **Axe (z-z) :** $\delta = \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times I_y}$ [7]

$$\delta_{\max} = \frac{L_z}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_{sz} \times L_z^4}{384 \times E \times \delta_{\max}}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 2,46 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 3}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 658,93 \text{ cm}^4$$

- **Choix du profilé :**

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un IPE 160.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE160	15,8	20,1	160	82	7,4	5	127,2	869,3	68,31	123,9	26,10	6,58	1,84

Tableau III. 1 Caractéristiques du profilé IPE160 de la panne

III.2.7 Condition de flèche avec poids propre inclus :

$$q_1 = G+Q = (0,19+0,158) + 1,7 = 2,048 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = G+S = (0,19+0,158) + 0,92 = 1,268 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = G+W = (0,19+0,158) + (-2,68) = -2,332 \text{ kN/m}$$

$$q_{\max} = q_2 = 2,332 \text{ kN/m}$$

$$\begin{cases} q_y = q_{\max} \times \sin \alpha = 2,332 \times \sin(9^\circ) = 0,36 \text{ kN/m} \\ q_z = q_{\max} \times \cos \alpha = 2,332 \times \cos(9^\circ) = 2,30 \text{ kN/m} \end{cases}$$

- **Axe (y-y) :**

$$\delta = 0,41 \times \frac{5 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{2,05 \times q_{sy} \times L_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{\max} = 1,5 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

$$\delta = \frac{2,05 \times 0,36 \times 300^4}{384 \times 21 \cdot 10^5 \times 68,31} = 0,11 < 1,5 \text{ cm}$$

- **Axe (z-z) :**

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

$$\delta_{\max} = 3 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

$$\delta = \frac{5 \times 2,30 \times 600^4}{384 \times 21.10^5 \times 869,3} = 2,13 < 3 \text{ cm}$$

Condition de flèche est vérifiée.

III.2.8 Classe du profilé IPE 160 :

III.2.8.1 Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{127,2}{5} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 25,44 < 72 \Rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

III.2.8.2 Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon \Rightarrow \frac{41}{7,4} = 5,54 \leq 10 \Rightarrow \text{La semelle est de classe I}$$

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

III .2.9. Vérification des contraintes

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

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,rd}} \right)^\beta \leq 1 \quad [3]$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \quad (\text{profilé en I, classe 1}) \end{cases}$$

- $M_{y,sd}, M_{z,sd}$:

$$q_1 = 1,35G + 1,5G = 1,35 \times (0,11 + 0,158) \times 1,7 + 1,5 \times (1 \times 1,7) = 3,17 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 1,35G + 1,5S = 1,35 \times (0,11 + 0,158) \times 1,7 + 1,5 (0,54 \times 1,7) = 2,00 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = 1,35G + 1,5W = 1,35 \times (0,11 + 0,158) \times 1,7 + 1,5 (-1,576 \times 1,7) = -3,40 \text{ kN/m}$$

$$q_{\max} = 3,40 \text{ kN/m}$$

$$q_y = q_{\max} \times \sin \alpha = 3,40 \times \sin(9) = 0,53 \text{ kN/m}$$

$$q_z = q_{\max} \times \cos \alpha = 3,40 \times \cos(9) = 3,36 \text{ kN/m}$$

$$\begin{cases} M_{y,sd} = \frac{q_z \times l_z^2}{8} = \frac{3,36 \times 6^2}{8} = 15,12 \text{ kN.m} \\ M_{z,sd} = \frac{q_y \times l_y^2}{8} = \frac{0,53 \times 3^2}{8} = 0,59 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- $M_{Ny,rd}$:

$$M_{Ny,rd} = M_{pl,y,rd} \frac{1-n}{1-0,5a}$$

Avec :

$$\begin{cases} n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \text{ avec } N_{sd} = 0 \text{ donc } n = 0 \\ a = \frac{A-(2b-tf)}{A} = \frac{20,1-(2 \times 8,2-0,74)}{20,1} = 0,22 \end{cases}$$

- $M_{Nz,Rd}$

Puisque; $n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} < a \iff M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} = W_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$

$$\Rightarrow \left(\frac{M_{y,rd} \times \gamma_{m0} \times (1-0,5a)}{W_{ply} \times f_y} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,rd} \times \gamma_{m0}}{W_{plz} \times f_y} \right)^1 \leq 1$$

$$\Rightarrow \left(\frac{15,12 \times 10^2 \times 1,1 \times (1-0,5 \times 0,22)}{123,9 \times 23,5} \right)^2 + \left(\frac{0,59 \times 10^2 \times 1,1}{26,1 \times 23,5} \right)^1 = 0,36 \leq 1$$

\Rightarrow **Condition vérifiée**

Donc, les pannes en IPE160 vérifient les contraintes de la flexion déviée.

III.2.10 Résistance de la panne au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se manifeste par une déformation latérale des parties comprimées de la section de la panne sous l'action du vent en soulèvement.

Le moment résistant au déversement est donné par la relation suivante :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1} \quad [3]$$

Avec :

- $\beta_w = 1$ (Section de classe 1)
- $W_{ply} = 123,9 \text{ cm}^3$
- $f_y = 235 \times 10^2 \text{ N/cm}^2$
- $\gamma_{m1} = 1,1$ coefficient de réduction.
- χ_{lt} (le facteur de réduction pour le déversement)

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

$$\text{Avec: } \begin{cases} \phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \\ \alpha_{LT} = 0,21 \text{ Pour les profilés laminés} \end{cases} \quad [3]$$

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

C_1 : Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement $C_1 = 1,132$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \cdot 10^4}{2(1+0,3)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion = $3,60 \text{ cm}^4$

I_w : Moment d'inertie de gauchissement = $3,96 \times 10^{-3} \text{ cm}^6$

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = $68,31 \text{ cm}^4$

$$\lambda_{LT} = \frac{600 \cdot \left[\frac{123,9^2}{68,31 \times 3,96 \cdot 10^{-3}} \right]^{0,25}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{600^2 \times 8,08 \cdot 10^6 \times 3,6}{\pi^2 \times 2,1 \cdot 10^7 \times 3,96 \cdot 10^{-3}} \right]^{0,25}} = 145,64$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{145,64}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 1,55$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21 \times (1,55 - 0,2) + 1,55^2] = 1,84$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(1,84 + \sqrt{1,84^2 - 1,55^2})} = 0,35$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,35 \times 1 \times 123,9 \times 235 \cdot 10^2}{1,1} = 926,43 \text{ kN.m}$$

- **Moment sollicitant**

$$M_{y,sd} = \frac{q_z \times l_z^2}{8} = \frac{3,36 \times 6^2}{8} = 15,12 \text{ kN.m} \leq M_{b,rd} = 926,43 \text{ kN.m}$$

Donc la stabilité au déversement est assurée.

III.2.11 Résistance au voilement par cisaillement

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

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\text{On a : } \frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 \leq 69$$

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

III.2.12 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

La stabilité au flambement sera vérifiée si la condition suivante est vérifiée :

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

Avec : $A_w = t_w \times (h - 2 t_f) = 726 \text{ mm}^2$ (aire de l'âme)

$A_{fc} = b \cdot t_f = 82,74 = 606,8$ (aire de la semelle comprimée).

$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ (limite d'élasticité de la semelle comprimée)

$E = 21 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$ (module d'élasticité)

$K =$ Coefficient pris égal à 0,3 (semelle de classe I)

$$\underline{\text{A N:}} \left\{ \begin{array}{l} K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{726}{606,8}} = 293,24 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{160 - 2(7,4)}{5} = 29,04 < 293,24 \end{array} \right.$$

Condition vérifiée

Conclusion

La section en IPE 160 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité ; donc, elle est convenable pour les pannes de notre structure.

III.3 Calcul des liernes

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

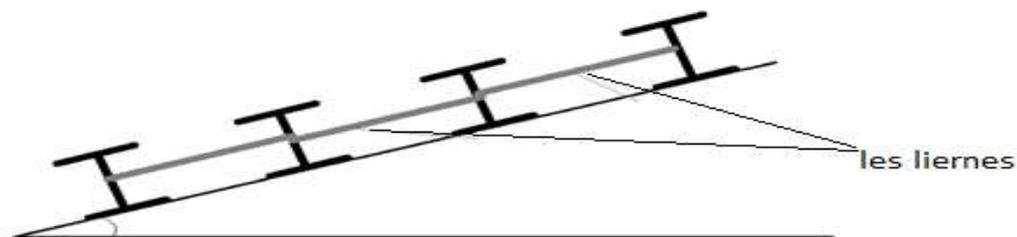


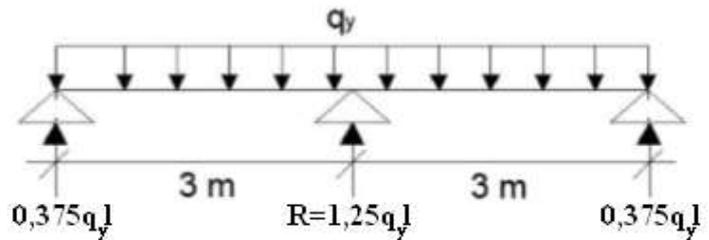
Figure III. 8 Coupe transversale des liernes

La réaction R au niveau de la lierne :

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

$$R = 1,25 \times 0,53 \times 3$$

$$R = 1,99 \text{ kN}$$



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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{1,99}{2} = 0,995 \text{ kN}$$

Effort dans les tronçons des liernes L₂, L₃, L₄, L₅, L₆ :

$$T_2 = R + T_1 = 1,99 + 0,995 = 2,985 \text{ kN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 4,975 \text{ kN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 6,965 \text{ kN}$$

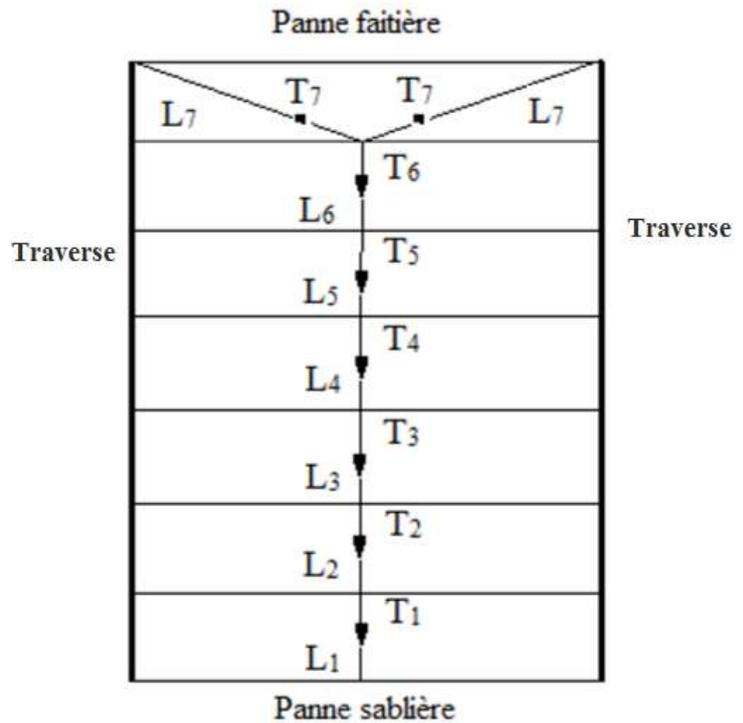
$$T_5 = R + T_4 = 8,955 \text{ kN}$$

$$T_6 = R + T_5 = 10,945 \text{ kN}$$

Effort dans les diagonales L₇ : $2T_4 \cdot \sin \theta = T_3$

$$\theta = \arctg \frac{1,7}{3} = 29,54^\circ ;$$

$$T_7 = \frac{T_6}{2 \sin \theta} = \frac{10,945}{2 \sin 29,54} = 11,09 \text{ kN}$$



Remarque :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction et qui sont soumis à des efforts croissants, au fur et à mesure qu'ils se rapprochent du faîtage. Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faîtières, qui périraient transversalement. Ils sont donc transmis aux fermes par des tirants en diagonale (bretelles).

III.3.1 Dimensionnement des liernes

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{pl,Rd} = As \frac{f_y}{\gamma_{m0}} : \text{effort normal résistant} \\ N_{sd} = T_7 \leq As \frac{f_y}{\gamma_{m0}} : \text{effort normal sollicitant.} \end{array} \right.$$

$$N_{sd} \leq As \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow As \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

$$\Leftrightarrow As \geq \frac{11,09 \times 1,1}{235 \cdot 10^{-3}} = 0,51 \text{ cm}^2$$

On choisira donc des liernes de pannes de diamètre $\varnothing 10$ et d'une section résistante

$$A_S = 0,79 \text{ cm}^2$$

III.4 Calcul des potelets

Ce sont des éléments secondaires souvent des profilés en **I** ou **H** prévus sur le pignon pour réduire la portée entre les poteaux et diminuer la portée des lisses supportant le bardage isolants. Ils sont sollicités en flexion composée :

- Une flexion sous l'action du vent sur les parois du pignon.
- Une compression sous l'action des charges permanentes dues au poids propre des lisses, de bardage, et celui du potelet lui-même.

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

III.4.1 Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé

a/ Charge permanente G (poids propre) :

- Poids du bardage = 0,11 KN/m²
- Poids de la maçonnerie = 2,85 KN/m²
- Poids propre du potelet (à déterminer)

$$G = (19,9 \cdot 10^{-2} \times 6) + (0,11 \times 9 \times 6) = 7,134 \text{ kN}$$

b/ Surcharge climatique du vent (W_1) :

- $W_1 = 918,45 \text{ N/m}^2 = 0,918 \text{ kN/m}^2$
- $W_1 = 0,918 \times 6 = 5,508 \text{ kN/ml}$

III.4.2 Dimensionnement du potelet

- Condition de flèche :

$$\delta = \frac{5 \times q_w \times l^4}{384 \times E \times I} \qquad \delta_{\max} = \frac{l}{200}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \Rightarrow I \geq \frac{1000 \times q_w \times l^3}{384 \times E}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{1000 \times 55,1 \times 900^3}{384 \times 21 \times 10^6}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 4981,11 \text{ cm}^4$$

On choisit la section du profilé dans les tableaux des sections ayant au moins la valeur de I_y supérieure ou égale à la valeur trouvée.

Ce qui correspond à un profilé **IPE 270**

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE270	36,1	45,95	270	135	10,2	6,6	219,6	5790	419,9	484	96,95	11,23	3,02

Tableau III. 2 Caractéristiques du profilé IPE270

III.4.2.1 Incidence de l'effort normal

$$N_{sd} \leq \min(0,25 N_{pl,Rd}, 0,5 \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{mo}})$$

$$N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 7,134 = 9,63 \text{ kN (effort normal sollicitant)}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{4595 \times 235}{1,1} = 981,66 \text{ kN (effort normal plastique résistant)}$$

$$0,25 \cdot N_{pl,Rd} = 245,42 \text{ kN}$$

$$\text{Avec ; } A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 4595 - 2 \times (135 \times 10,2) = 1841 \text{ mm}^2$$

$$0,5 \cdot \frac{1841 \times 235}{1,1} = 196,65 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 9,63 \text{ kN} \leq \min(245,42; 196,65) = 196,65 \text{ kN}$$

⇒ *Condition vérifiée*

III.4.2.2 Classe du profilé IPE270 :

- Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 36\varepsilon$$

Avec :

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

$$\text{➤ } d = 219,6 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } t_w = 6,6 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{219,6}{6,6} = 33,27 \\ 36\varepsilon = 36 \sqrt{\frac{235}{235}} = 36 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow 33,27 \leq 36\varepsilon \quad \text{Donc l'âme est de classe I}$$

- Classe de la semelle :

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

Avec :

$$\text{➤ } c = \frac{b}{2} = 67,5 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } t_f = 10,2 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{67,5}{10,2} = 6,61 \\ 10\varepsilon = 10\sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow 6,61 \leq 10\varepsilon \quad \text{Donc la semelle est de classe I}$$

Conclusion : La section globale est de classe I

III.4.2.3 Vérification des contraintes

Les potelets sont soumis à la flexion composée, il faut donc vérifier :

$$M_{S,d} \leq M_{N,Rd}$$

Avec : $M_{S,d}$: Moment sollicitant

$$M_{sd} = \frac{q_w \times l^2}{8} = \frac{1,5 \times 5,508 \times 9^2}{8} = 83,65 \text{ KN.m}$$

$M_{N,Rd}$: Moment de résistance plastique réduit par la prise en compte de l'effort axial

$$M_{N,Rd} = \frac{M_{ply,Rd} \times (1-n)}{(1-0,5a)}$$

$$\text{Avec : } M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply,Rd} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484000 \times 235}{1,1} = 103,4 \text{ kN.m}$$

$$n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{9,63}{981,66} = 0,0098$$

$$a = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0,5\right) \quad \text{avec} \quad A_w = A - 2 \cdot b_f \cdot t_f$$

$$\Rightarrow A_w = 4595 - (2 \times 135 \times 10,2) = 1841 \text{ mm}^2 = 18,41 \text{ cm}^2$$

$$a = \min\left(\frac{18,41}{45,95}; 0,5\right) = 0,4$$

Donc:

$$M_{N,Rd} = \frac{103,4 \times (1-0,0098)}{(1-0,5 \cdot 0,4)} = 127,98 \text{ kN.m}$$

$$M_{S,d} = 83,65 \text{ kN.m} \leq M_{N,Rd} = 127,98 \text{ kN.m}$$

⇒ **Condition vérifiée**

III.4.2.4 Résistance au flambement

$$N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}} \quad [3]$$

Avec :

$N_{b,Rd}$: Résistance au flambement

$\beta_A = 1$ Pour les sections de classe I

$\gamma_{m1} = 1,1$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} : \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon$$

λ : Calculé à la base des caractéristiques de la section brute

$$\text{Avec : } \begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 > 1,2 \\ t_f = 10,2 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe a $\longrightarrow \alpha = 0,21$

Axe (z-z) : courbe b $\longrightarrow \alpha = 0,34$

• **Axe (y-y) :**

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{L}{11,23} = \frac{900}{11,23} = 80,14 \quad \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,85$$

• **Axe (z-z) :**

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{L}{3,02} = \frac{900}{3,02} = 298,01 \quad \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 3,17$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 3,17$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b :

$$\text{D'où } \chi = 0,0994$$

$$\text{D'où : } N_{b,Rd} = \frac{0,0994 \times 4595 \times 235}{1,1} = 97,58 \text{ kN}$$

Donc : $N_{sd} = 9,63 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 97,58 \text{ kN}$

\Rightarrow **Condition vérifiée**

Chapitre-IV : Dimensionnement du chemin de roulement

IV.1 Introduction

La manutention d'objets lourds dans un hall industriel nécessite souvent l'emploi d'engins spéciaux dits engins de manutention ou de levage. Parmi les plus courants on trouve les ponts roulants, qui ont des caractéristiques fixes fournis par le constructeur.

Les éléments mobiles (chariot, crochet, pont) d'un engin de manutention permettent d'effectuer simultanément trois genres de mouvement :

- Levage: mouvement vertical de la charge levée.
- Direction: mouvement du chariot transversal à la halle.
- Translation : mouvement du pont roulant longitudinal

Dans notre cas le pont roulant que comporte notre structure est constitué d'une seule poutre «pont roulant mono-poutre». De longueur de **18m** supportant une charge de **5 tonnes**.

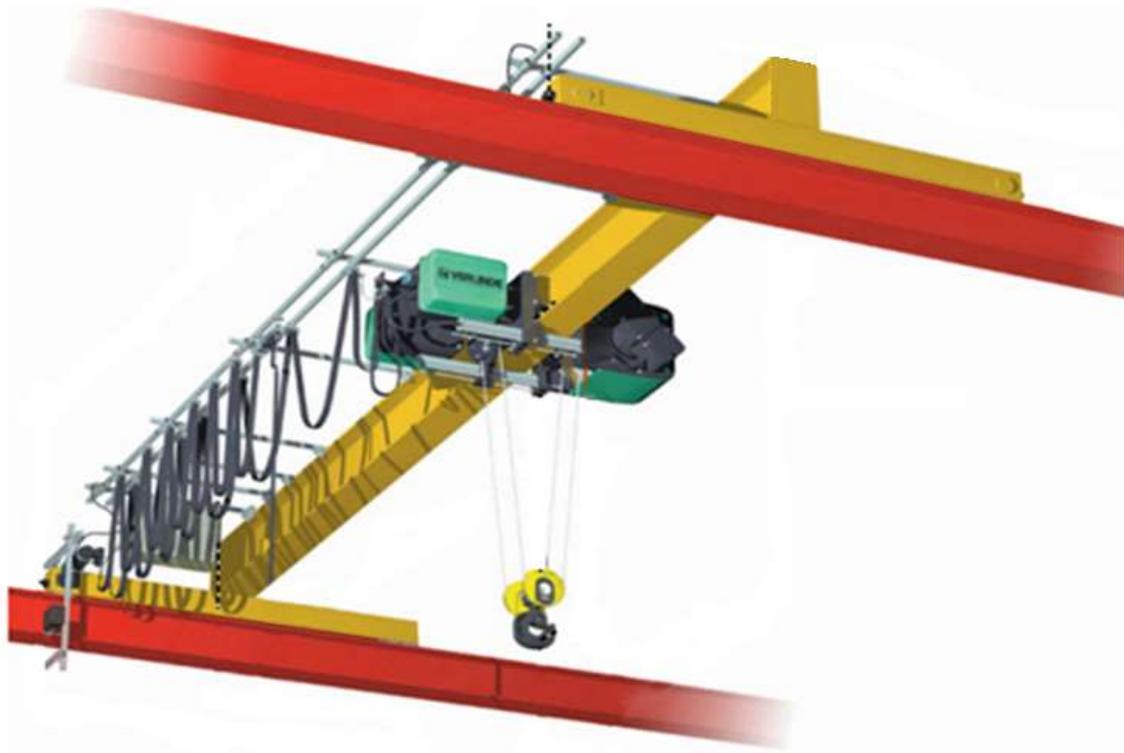


Figure IV. 1 : Schéma 3D du pont roulant.

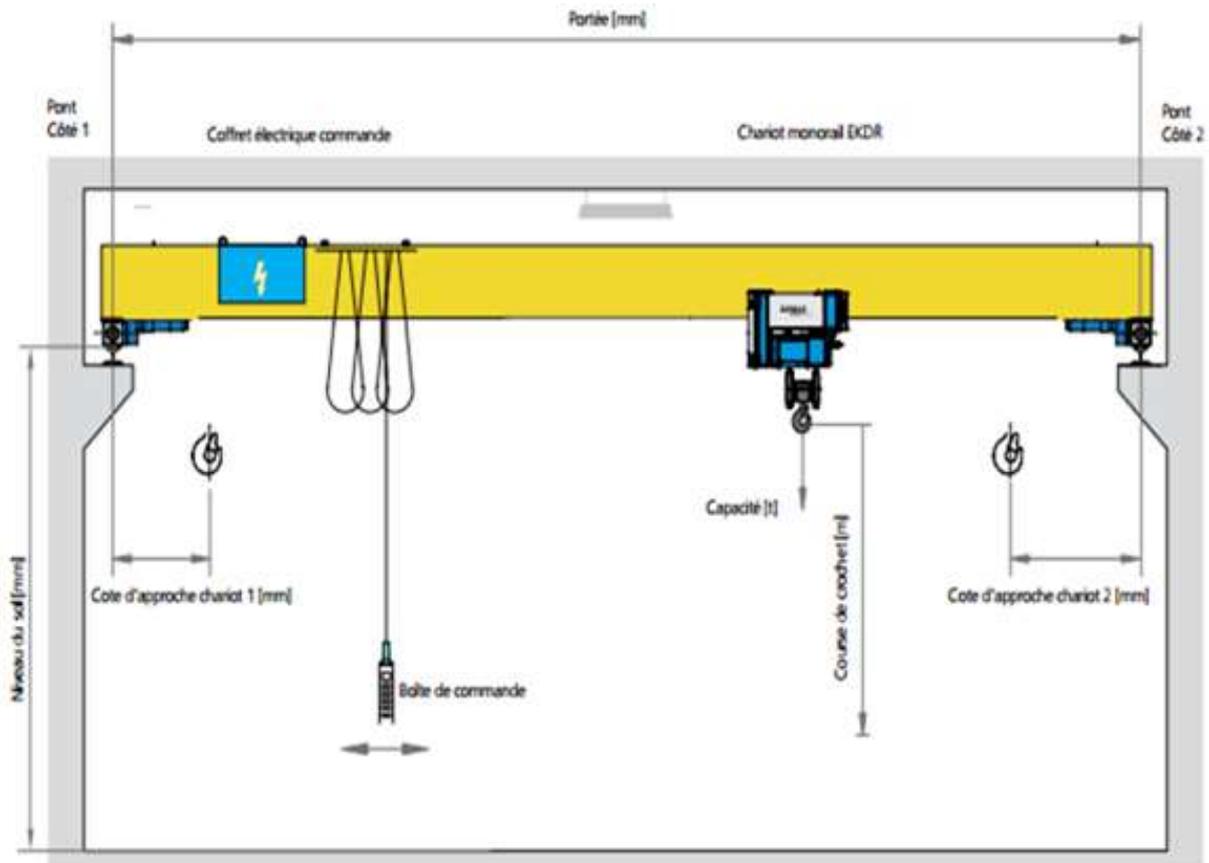


Figure IV. 2 Schéma 2D du pont roulant

IV.2 La voie de roulement

C'est la structure porteuse de l'engin de levage, constituée de deux poutres de roulement et ses supports, les deux poutres parallèles surmontées d'un rail spécial et sur lesquelles circule le pont roulant.

IV.3 La poutre de roulement

La poutre de roulement est l'élément porteur longitudinal de la voie (profilé laminé, poutre composée à âme pleine ou poutre en treillis). Les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues. Leurs appuis sont constitués par corbeaux fixés sur les poteaux de la structure.

IV.4 Caractéristiques du pont roulant

Ce tableau représente les différentes caractéristiques de notre pont roulant :

Caractéristiques	Indices	Valeurs
Capacité du pont	N	5 tonnes
Portée du pont	l	18 m
Empattement (distance entre les deux galets du pont)	e	3 m

Poids du pont et de ses équipements	B	2,2 tonnes
Poids du chariot	K	0,8 tonnes
Poids total	B+K	3 tonnes
Longueur de la poutre de roulement	L	6 m
Distance minimale du chariot à la poutre de roulement	a_{\min}	1,2 m
Vitesse de levage	V_1	7 m/min
Vitesse de direction du chariot	V_D	30 m/min
Vitesse de translation du pont	V_t	92 m/min

Tableau IV. 1 Caractéristiques du pont roulant.

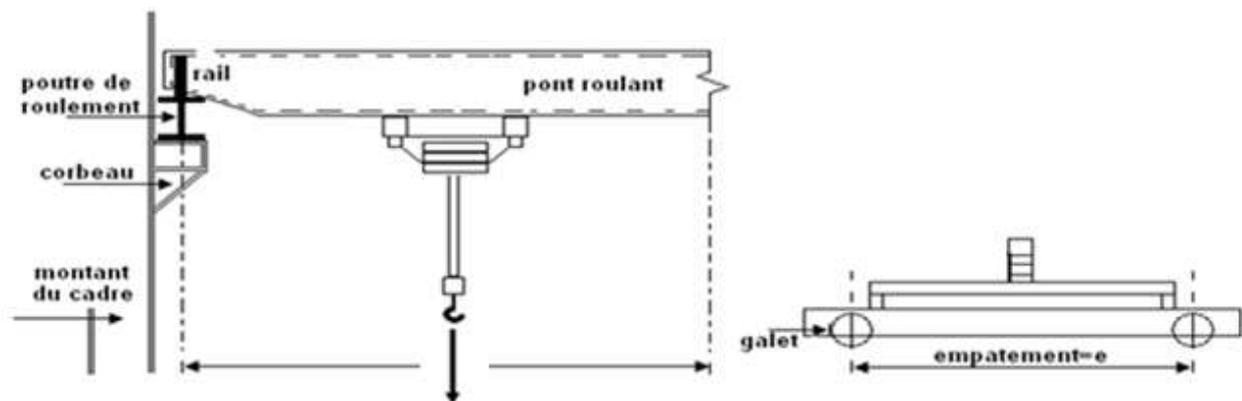


Figure IV. 3 : a/ Coupe longitudinale

b/ Coupe transversale

Avec :

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.

L : la portée du pont roulant.

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

IV.5 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.

Les ponts roulants sont classés selon deux critères : [4]

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

Les groupes en fonction de ces caractéristiques selon le CTICM [3] sont présentés sur le tableau suivant :

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

Tableau IV. 2 Charges statiques des ponts roulants (R).

Avec :

- **Type A** : les ponts roulants à usage intensif, (les poutres de roulement doivent être conçues et calculées avec soin)
- **Type B** : les ponts roulants d'usage peu fréquent, (le calcul des poutres de roulement est similaire à celui d'une poutre quelconque sous charges statiques).
- **I II III** : les groupes de ponts roulants (les ponts roulants à crochets sont du groupe I)
- **1** : les ponts utilisés très souvent avec leurs charges nominales.
- **2** : les ponts utilisés souvent avec leurs charges nominales.
- **3** : les ponts utilisés rarement avec leurs charges nominales.

Selon les exigences d'utilisation et le choix de l'entreprise, le pont roulant de ce projet est de type **B** classe 2 groupe **III**.

IV.6 Description générale du calcul

En général les poutres de roulement sont conçues sur deux appuis généralement, celles qui sont destinées à recevoir les ponts de type A, pour que l'alternance de sollicitation $M(+)$, $M(-)$ conduit à réduire les contraintes admissibles en fatigue.

Le moment maximum est déterminé par le théorème de BARRE.

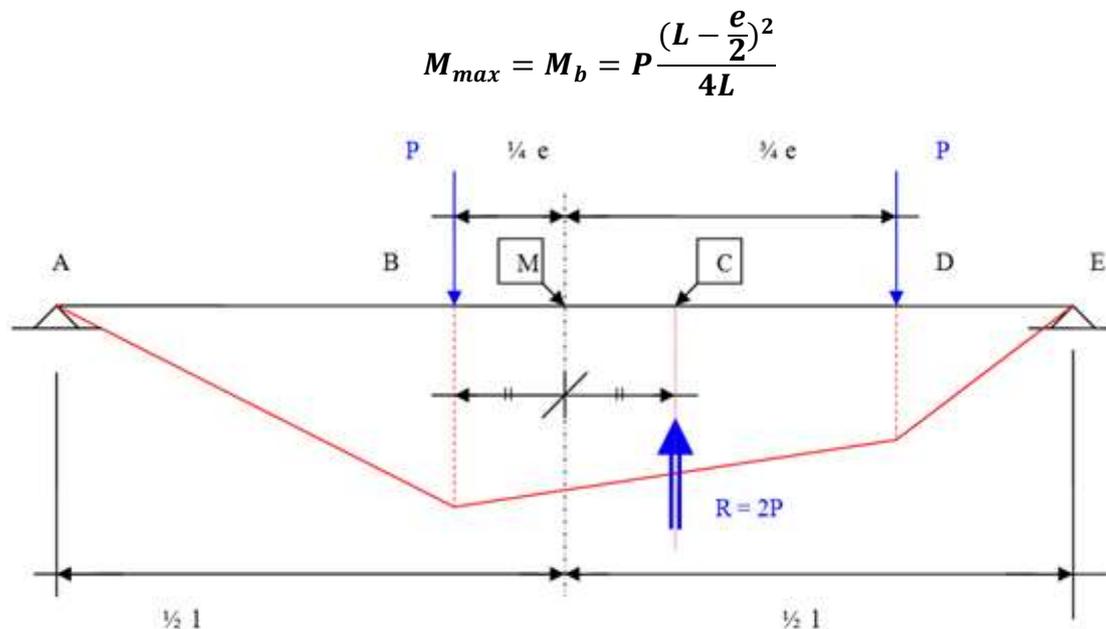


Figure IV. 4 : Moment Max pour deux charges égales (Théorème de barre).

IV.7 Définitions des charges et coefficients

IV.7.1 Charges verticales (R_V)

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

IV.7.2 Charges horizontales transversales (R_H)

- 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.7.3 Charges horizontales longitudinales (R_L)

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

IV.7.4 Coefficients

Selon le CTICM, pour le calcul des chemins de roulement on utilise deux coefficients : [4]

- 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	Ψ_1	Ψ_2	C
Pont d'atelier crochet II	1,15	1,05	0,20

IV.8 Calcul des réactions des galets d'un pont roulant

On a réussi à nous procurer une fiche technique de la part d'une société fabriquant des ponts roulant de tout type qui s'appelle « **ABUS** Levage France ».

Cette fiche technique comporte plusieurs caractéristiques concernant notre pont roulant, et parmi elles on a les réactions suivantes :

IV.8.1 Charges statiques (réactions par galet)

	R_{\max} (daN)	R_{\min} (daN)
Pont roulant	3330	930

Tableau IV. 3 Charges statiques des ponts roulants (R).

IV.8.2 Charges verticales (R_V)

$$R_{V_{\max}} = \Psi_1 \cdot R_{\min}$$

$$R_{V_{\min}} = \Psi_1 \cdot R_{\min}$$

	$R_{V_{\max}}$ (daN)	$R_{V_{\min}}$ (daN)
Pont roulant	3829,5	1069,5

Tableau IV. 4 : Charges verticales (R_V).

IV.8.3 Charges horizontales longitudinales (R_L)

$$R_{L_{\max}} = C \cdot R_{\max}$$

$$R_{L_{\min}} = C \cdot R_{\min}$$

	$R_{L_{\max}}$ (daN)	$R_{L_{\min}}$ (daN)
Pont roulant	666	186

Tableau IV. 5 : Charges horizontales longitudinales (R_L .)

IV.8.4 Charges horizontales transversales (R_H)

IV.8.4.1 Palan au milieu de la portée du pont

$$R_{H1_{\max}} = \pm[0,024(K + N + B) \frac{L}{e} + 0,021(N + K)]$$

$$R_{H1_{\min}} = \pm[0,024(K + N + B) \frac{L}{e} - 0,021(N + K)]$$

	$R_{H1_{\max}}$ (daN)	$R_{H1_{\min}}$ (daN)
Pont roulant	127	103

Tableau IV. 6 : Charges horizontales transversales (R_{H1}).

IV.8.4.2 Palan à distance minimale du chemin de roulement

$$R_{H2_{\max}} = \pm[0,0052(K + N + B) \frac{L}{e} + 0,021(N + K)]$$

$$R_{H2_{\min}} = \pm[0,0052(K + N + B) \frac{L}{e} - 0,021(N + K)]$$

	$R_{H2_{\max}}$ (daN)	$R_{H2_{\min}}$ (daN)
Pont roulant	37	13

Tableau IV. 7 : Charges horizontales transversales (R_{H2}).

IV.9 Choix du rail :

	Poids (kg/m)	H (mm)	P (mm)	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	W_{ely} (cm ³)	A (cm ²)
A55	31,8	65	150	337	178	44,9	40,7

Tableau IV. 8 : Caractéristiques du rail A55.

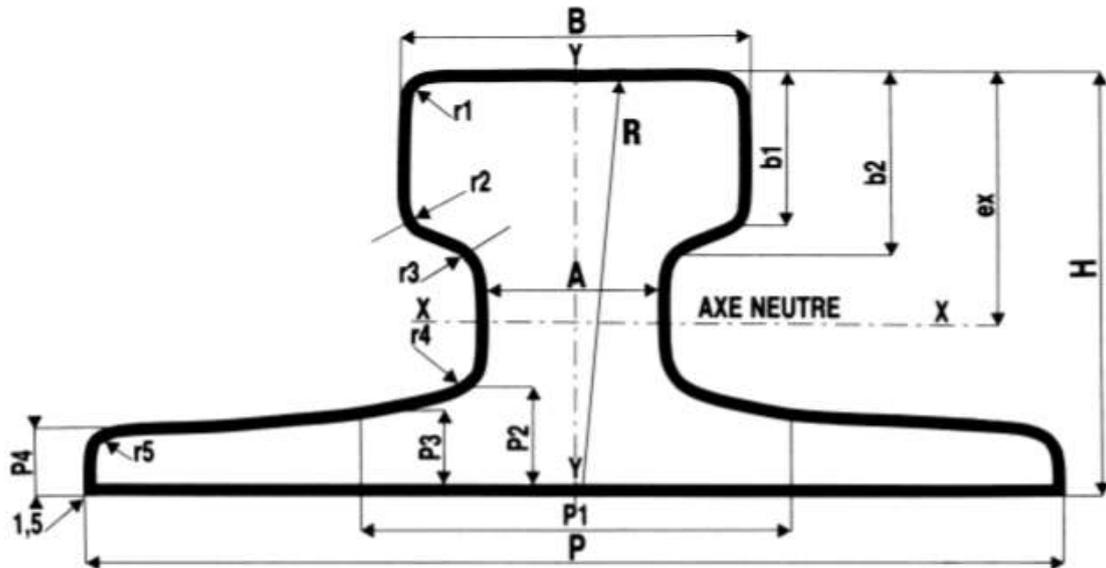


Figure IV. 5 : Caractéristiques géométriques du rail

IV.9.1 Fixation du rail sur la poutre de roulement :

Le rail est fixé sur la poutre de roulement à l'aide d'une attache appelée Crapaud (voir figure ci-dessus) :

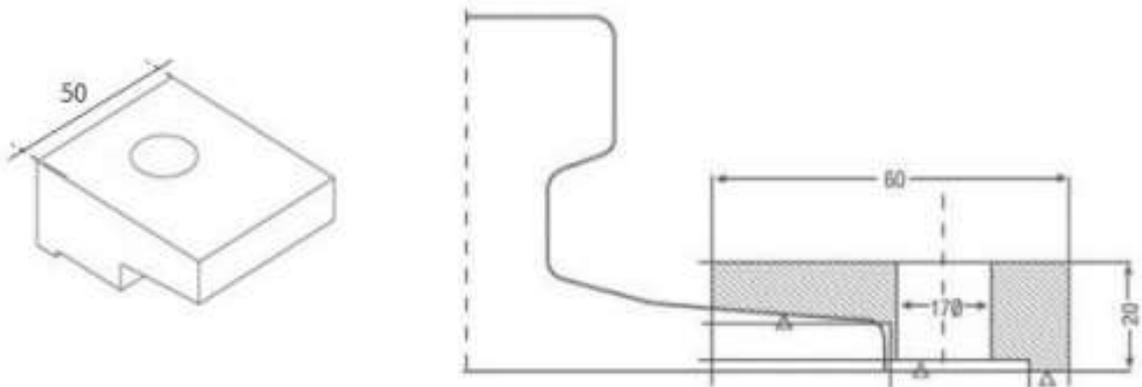


Figure IV. 6 : Crapaud pour rail A55

IV.10 Dimensionnement de la poutre de roulement

Le calcul de la poutre du chemin de roulement se fait avec les charges les plus défavorables, soient les charges du pont roulant I selon le règlement "CCM97" [3]

IV.10.1 Condition de flèche :

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 donc vérifier que :

$$f \leq f_{\max} = \frac{1}{750} = 0,8 \text{ cm}$$

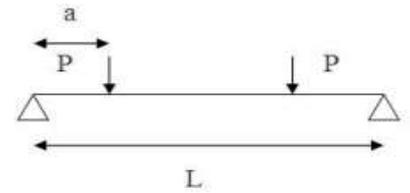
$$f = \frac{P \times a \times L^2}{24 E \cdot I_y} \left(3 - \frac{4 \times a^2}{L^2} \right) \leq f_{\max} = 0,008 \text{ m}$$

Avec; $a=1,2\text{m}$; $L=6\text{m}$; $P = 38,30 \text{ kN}$.

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{p a L^2 (3L^2 - 4a^2)}{0.01 \times 24 EL^2}$$

$$I_y \geq \frac{38,3 \times 10^{-3} \times 1,2 \times 6^2 \times (3(6)^2 - 4(1,2)^2)}{0.008 \times 24 \times 2.1 \times 10^5 \times 6^2}$$

$$I_y = 11654,14 \text{ cm}^4$$



Selon le tableau des profilés laminés à chaud, on choisit un profilé **HEB 280**.

IV.10.2 Caractéristiques du profilé

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEB280	103	131,4	280	280	18	10,5	196	19270	6595	1534	717,6	12,11	7,09

Tableau IV. 9 : Caractéristiques du profilé HEB280.

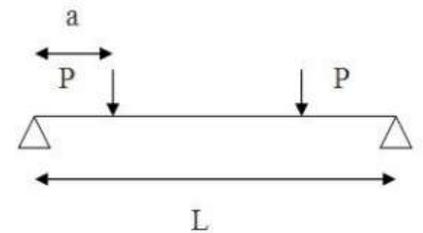
IV.10.3 Vérification de la flèche avec poids propre inclus

$$f_1 + f_2 \leq f_{\max}$$

IV.10.3.1 Les deux charges sur galets

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

Avec ; $a=1,2\text{m}$; $L=6\text{m}$; $P= 38,3 \text{ kN}$



IV.10.3.2 Le poids propre sur la poutre de roulement

$$f_2 = \frac{5 Q L^4}{384 EI}$$

Avec :

Q= poids propre de la poutre + poids du rail

$$Q = 103 + 31,8 = 186,8 \text{ kg/m} = 1,348 \text{ kN/m}$$

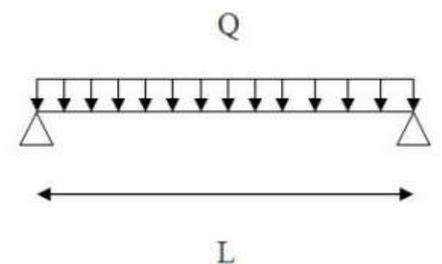
D'où :

$$f = f_1 + f_2$$

$$f = \frac{1}{40,47} \left[\frac{38,3 \times 10^{-3} \times 1,2 \times 6^2}{24} \times \left(3 - \frac{4 \times 1,2^2}{6^2} \right) + \frac{5 \cdot 1,348 \cdot 10^{-3} \cdot 6^4}{384} \right] = 0,005399 \text{ m}$$

$$f = 0,54 \text{ cm} < f_{\max} = 0,8 \text{ cm}$$

Condition vérifiée



IV.10.3.3 Classe du profilé fléchi

❖ Classe de l'âme fléchi

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

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

$$\frac{196}{10,5} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 18,67 < 72$$

⇔ L'âme est de *classe I*

❖ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon \Leftrightarrow \frac{140}{18} = 7,78 \leq 10$$

⇔ La semelle est de *classe I*

La section globale du profilé en **HEB280** de chemin de roulement est de *classe I*

IV.10.4 Résistance du profilé sous charges verticales

• Vérification à L'ELU (Flexion)

On doit vérifier que : $M_{ysd} \leq M_{crd}$

Avec :

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

$$M_{crd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 327,72 \text{ kN.m}$$

M_{ysd} : Moment sollicitant due à R_y et au poids propre du chemin de roulement

Moment due à la réaction R_y

$$M_v = R_{vmax} \frac{(L - \frac{e}{2})^2}{4L} = 32,32 \text{ kN.m}$$

Moment due au poids propre (HEB280+A55)

$$M_{pp} = \frac{G L^2}{8} = \frac{1,348 \times 6^2}{8} = 6,066 \text{ KN.m}$$

$$M_{ysd} = 1.35M_{pp} + 1.5M_v = 51,54 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{ysd} = 56,67 \text{ KN.m} < M_{crd} = 327,72 \text{ KN.m} \Rightarrow$ *Condition vérifiée*

IV.10.5 Résistance de la section à l'effort tranchant

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

Avec :

V_{plrd} : Résistance ultime au cisaillement.

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

$$A_v = A - b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 9153 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{D'où} \quad V_{pl,rd} &= \frac{9153 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} \\ &= 1128,96 \text{ kN} \end{aligned}$$

V_{sd} : Effort tranchant sollicitant due à R_y et au poids propre du chemin de roulement.

✚ **Effort tranchant due à la réaction R_y**

$$V_v = R_{vmax} \frac{4a}{l} = 76,6 \text{ kN}$$

✚ **Effort tranchant due au poids propre (HEB 280)**

$$V_{pp} = \frac{GL}{4} = \frac{(1,55+0,318) \times 6}{4} = 2,02 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = V_v + V_{pp} = 2,8 + 76,6 = 78,62 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 78,62 \text{ kN} \ll V_{pl,rd} = 1128,96 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.10.6 Vérification sous charge horizontale

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

Avec :

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

$$M_{crd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 153,31 \text{ kN.m}$$

- M_{sd} : Moment sollicitant due à R_H

$$M_{sd} = \frac{2 \cdot R_H}{6} \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{e}{4}\right)^2 = \frac{2 \cdot 1,27}{6} \cdot \left(\frac{6}{2} - \frac{3}{4}\right)^2 = 21,4 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc :} \quad M_{sd} = 21,4 \text{ kN.m} \ll M_{crd} = 153,31 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.10.7 Résistance de l'âme au voilement par cisaillement :

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

$$\text{Avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$d/t_w = 196/10,5 = 18,67 < 69$$

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

IV.10.8 Résistance au déversement :

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- $\beta_w = 1$ (Section de classe 1)
- $W_{ply} = 1534 \text{ cm}^3$
- $f_y = 235 \times 10^2 \text{ N/cm}^2$
- $\gamma_{M1} = 1,1$
- χ_{lt} (le facteur de réduction pour le déversement)

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \\ \alpha_{LT} = 0,21 \text{ Pour les profilés laminés} \end{cases}$$

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

C_1 : Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement = 1,132

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \cdot 10^4}{2(1+0,3)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion = 143,7 cm⁴

I_w : Moment d'inertie de gauchissement = 1130 × 10⁻³ cm⁶

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = 6595 cm⁴

$$\lambda_{LT} = \frac{600 \cdot \left[\frac{1534^2}{6595 \times 1130 \cdot 10^{-3}} \right]^{0,25}}{(1,132)^{0,5} \left[1 + \frac{600^2 \times 8,08 \cdot 10^6 \times 143,7}{\pi^2 \times 2,1 \cdot 10^7 \times 1130 \cdot 10^{-3}} \right]^{0,25}} = 63,31$$

$$\lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = 93,9$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{63,31}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 0,67$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21 \times (0,67 - 0,2) + 0,67^2] = 0,77$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(0,77 + \sqrt{0,77^2 - 0,67^2})} = 0,869$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,96 \times 1 \times 3232000 \times 235}{1,1} = 284,79 \text{ kN.m} > M_{y,sd} = 21,4 \text{ kN.m}$$

Donc la poutre de roulement résiste au déversement.

IV.10.9 Résistance de l'âme à la charge transversale

IV.10.9.1 Résistance à l'écrasement

Selon le règlement de calcul CCM97 [2]

Nous avons ;

$$f_{sd} \leq R_{y,rd}$$

Avec :

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

$$R_{y,rd} = S_y \cdot t_w \cdot f_{yw} / \gamma_{m1}$$

Avec :

- S_y : longueur d'appui rigide

$$S_y = 2(h_r + t_f) \sqrt{[1 - (\gamma_{m0} \cdot \sigma_{f,Ed} / f_{yf})^2]} \quad [2]$$

- h_r : la hauteur du rail $\Rightarrow h_r = 65 \text{ mm}$

- t_f : largeur de l'âme du profilé $\Rightarrow t_f = 24 \text{ mm}$

- $\sigma_{f,Ed}$: la contrainte longitudinale dans la semelle

$$\sigma_{f,Ed} = \frac{M_{y,sd}}{W_{ely}} = \frac{21,4}{1376 \cdot 10^{-6}} = 15552,33 \text{ kN/m}^2$$

Alors ;

$$S_y = 0,178 \text{ m} \quad \Rightarrow R_{y,rd} = 398,23 \text{ kN}$$

$$f_{sd} = R_{V \max} = 38,3 \text{ kN} < R_{y,rd} = 398,23 \text{ kN}$$

Donc la poutre de roulement résiste à l'effet de l'écrasement.

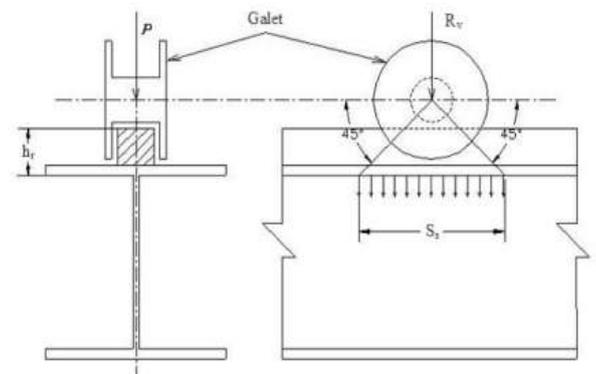
IV.10.9.2 Résistance à l'enfoncement local

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

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

$$M_{sd} \leq M_{crd} \quad [3]$$

$$\frac{f_{sd}}{R_{a,Rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{crd}} \leq 1,5^2$$



Avec :

$$R_{a,rd} = 0.5t_w^2 \cdot (E \cdot f_{yw})^{0.5} \cdot \frac{\left[\left(\frac{t_f}{t_w}\right)^{0.5} + 3 \left(\frac{t_w}{t_f}\right) \cdot \left(\frac{S_s}{d}\right) \right]}{\gamma_{m1}} \quad [3]$$

Où S_s est la longueur de l'appui rigide déterminée en 5.7.2 [2], mais $\frac{S_s}{d}$ ne doit pas être pris supérieur à 0,2.

D'où $R_{a,rd} = 584,15 \text{ kN}$

$$M_{crd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 327,72 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$F_{sd} = R_{Hmax} = 1,27 \ll R_{a,rd} = 584,15 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$M_{sd} = 21,4 \text{ kN.m} \ll M_{crd} = 327,72 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{F_{sd}}{R_{a,rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{crd}} = 0,0674 \leq 1,5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

IV.10.10.3 Résistance au voilement de l'âme

Selon CCM97 $b_{eff} \leq b \dots [3]$

$$\text{On a : } b_{eff} = \sqrt{(h^2 + S_s^2)} = 282,73 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } b_{eff} = 283,73 \text{ mm} > b = 280 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

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

IV.10.11.4 Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq k \cdot \frac{E}{f_{yc}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A \cdot f_c}}$$

Avec :

- A_w : aire de l'âme

$$A_w = t_w (h - 2t_f) = 2562 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{fc} = b \cdot t_f = 5040 \text{ mm}^2$$

- f_{yc} : la limite élastique de la semelle comprimée : $f_{yc} = 235 \text{ N/mm}^2$

- k : coefficient pris égale à 0.3 pour une semelle de classe 1

$$\begin{cases} k \cdot \frac{E}{f_{yc}} \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 191,14 \\ \frac{d}{t_w} = 18,67 < 191,14 \end{cases}$$

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

IV.11 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.11.1 Charge verticale :

- Charge non pondérée

$$\begin{aligned} P_1 &= Q \cdot L + R_{vmax} \cdot \left(2 - \frac{e}{l}\right) \cdot \Psi_2 \\ &= 1,348.6 + 38,3 \left(2 - \frac{3}{6}\right) \cdot 1,05 = 68,41 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Charge pondérée

$$\begin{aligned} P_2 &= 1,35 \cdot Q \cdot L + 1,5 \cdot R_{vmax} \left(2 - \frac{e}{l}\right) \cdot \Psi_2 \\ &= 1,35 \cdot 1,348 \cdot 6 + 1,5 \cdot 38,3 \left(2 - \frac{3}{6}\right) \cdot 1,05 = 101,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

IV.11.2 Charge horizontale :

$$P_H = 1,5 \cdot R_H \cdot \left(1 - \frac{e}{l}\right) \cdot \Psi_2 = 1,00 \text{ kN}$$

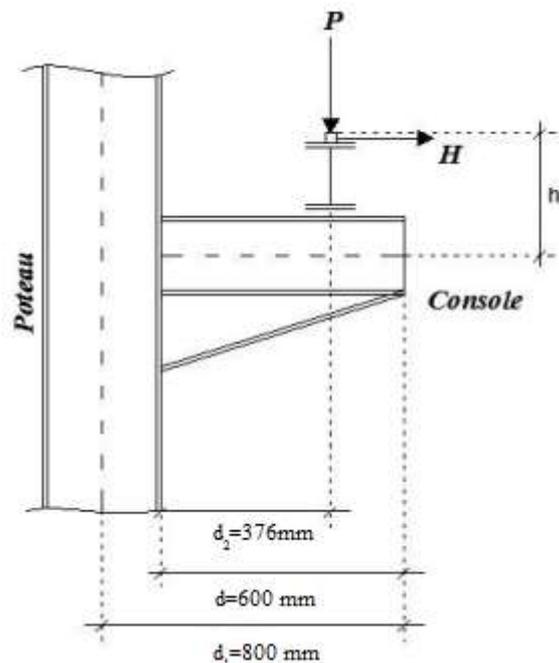


Figure IV. 7 : Support du chemin de roulement.

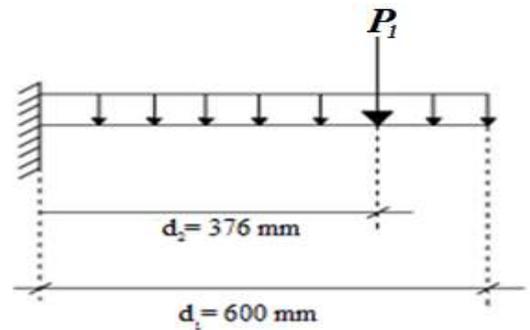
IV.11.3 Dimensionnement du support de chemin de roulement

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

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

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

$$\Rightarrow I_y \geq 1954,57 \text{ cm}^4$$



Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA180	35,5	45,25	171	180	9,5	6	122	2510	924,6	324,9	156,5	7,45	4,52

Figure IV. 8 : Les caractéristiques du profilé HEA180

IV.11.4 Classe de la section transversale en HEA180

- Classe de l'âme fléchie

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

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

$$\frac{122}{6} = 20,33 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

- Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{90}{9,5} = 9,47 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I}$$

Donc la section globale est de *section I*

IV.11.5 Vérification du profilé au flambement de la semelle comprimée dans le plan d'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq k \cdot \left(\frac{E}{f_{yt}} \right) \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Avec :

- A_w : aire de l'âme $\Rightarrow A_w = (h - 2t_f)t_w = 912 \text{ mm}^2$
- A_{fc} : aire de la semelle comprimée $\Rightarrow A_{fc} = h \cdot t_f = 1624,5 \text{ mm}^2$
- $f_{yt} = 235 \text{ MPa}$

- K : coefficient dépend de la classe de semelle (K=0.3 classe I)

$$K \cdot \left(\frac{E}{f_{yt}} \right) \cdot \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 200,87 > \frac{d}{t_w} = 20,33$$

Donc la stabilité du profilé HEA180 au flambement de la semelle comprimée est vérifiée.

IV.11.6 Vérification à l'effort tranchant

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

A_v : L'aire de cisaillement pour les profilés en H $\Rightarrow A_v = 1.04 \cdot h \cdot t_w = 1067,04 \text{ mm}^2$

$$V_{pl,Rd} = \frac{1067,04 \times (235 / \sqrt{3})}{1.1} = 131,61 \text{ KN}$$

$$V_{Sd} = P_1 = 68,41 \text{ kN} > 0.5 V_{pl,Rd} = 65,81 \text{ KN} \Rightarrow M_{v,Rd} = M_{c,Rd}$$

$$M_{v,Rd} = \left(W_{ply} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 t_w} \right) \cdot f_y / \gamma_{m0} \tag{3}$$

Avec :

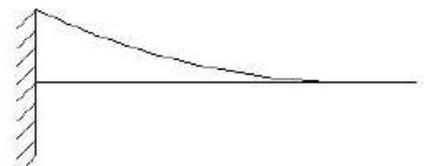
$$\rho = (2V_{Sd} / V_{pl,Rd} - 1)^2 = (2 \cdot 68,41 / 131,61 - 1)^2 = 0,001567$$

$$M_{v,Rd} = \left(324,9 \times 10^3 - \frac{0,0016 \times 1067,04^2}{4 \times 6} \right) \times \frac{235}{1.1} = 69,39 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = P_1 \cdot d_2 = 68,41 \times 0,376 = 25,72 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 25,72 \text{ kN.m} < M_{v,Rd} = 69,39 \text{ kN.m}$$

25,72 kN.m



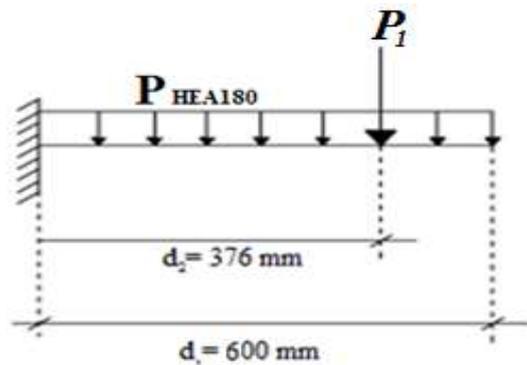
Condition vérifiée

IV.11.7 Vérification de la flèche

$$f_{max} < f_{adm} = \frac{d}{500} = 1,2 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \frac{P_1 \cdot d_2^3}{3 \cdot EI} + \frac{P_{PP} \cdot d_1^4}{8 \cdot EI} = 0,231 \text{ mm}$$

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



Chapitre V : Etude sismique

V.1 Introduction :

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposées aux fondations. Les forces d'inertie créées par leur masse, qui s'oppose aux mouvements, permettent aux constructions de résister à ces mouvements entraînant, par la même, des efforts dans la structure.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptible à solliciter notre 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-Version 2003-(D.T.R-B.C-2.48) [5]

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

Suivant la particularité de la structure de notre bâtiment, notre calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale

V.2 Principe de la méthode :

Elle consiste à déterminer les effets extrêmes engendrés par l'action sismique par le calcul des modes propres de vibrations de la structure qui dépendent à la fois de sa masse, de son effet d'amortissement et de ses forces d'inertie à travers un spectre de réponse de calcul. [5]

V.3 Classification

V.3.1 Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0: sismicité négligeable.
- ZONE I: sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb: sismicité moyenne.
- ZONE III: sismicité élevée.

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment : Tlemcen se situe dans une zone de sismicité faible « ZONE I »

V.3.2 Classification de l'ouvrage :

D'après le RPA99V2003 la de notre ouvrage est classée en Zone I groupe 3. Et selon le rapport géotechnique relatif cet ouvrage on est en présence du sol meuble de catégorie S3.

V.4 Spectre de réponse de calcul :

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (zone I)

Classification des ouvrages : 3 \longrightarrow **A = 0,05**

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif

Acier dense \longrightarrow **$\xi = 5 \%$** \longrightarrow **$\eta = 1$**

R : coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement

Mixte portiques / palées triangulées en X \longrightarrow **R = 5**

Q = facteur de qualité donné par la formule suivante : $Q = 1 + \sum P_q = 1,15$

Critère q	P _q
1-Condition minimales sur les files de contreventement	Non Observé 0.05
2-redondance en plan	Non observé 0.05
3-régularité en plan	Observé 0
4-régularité en élévation	Non observé 0.05
5-control de la qualité des matériaux	Observé 0
6-control de la qualité d'exécution	Observé 0

Tableau V. 1 Valeurs des pénalités P_q

- Sol supposé meuble \longrightarrow S3 \longrightarrow $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec} \end{array} \right.$

V.5Analyse dynamique :

Elle permet de déterminer les efforts et les déplacements maximums d'une structure lors d'un séisme par l'étude de son comportement en vibrations libres non amorties tenant compte de ses caractéristiques dynamiques propres.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.6 Modélisation de la structure :

La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ce travail sera suivi de certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure d'origine.

On fait appel pour la modélisation de notre structure au logiciel **ROBOT**, ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté au bâtiment, et ouvrage de génie-civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures, il offre de nombreuses possibilités d'analyses des effets statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification de structure

V.6.1 Etapes de modélisation :

- Opter pour un système d'unité (KN et m)
- Définition de la géométrie de base
- Définition des matériaux
- Définition des sections

Elément de la structure	Profilés
Poteaux	HEB 280
Poutre de chemin de roulement	HEB280
Support de chemin de roulement	HEB200
Poutre secondaire	HEA200
Traverse	IPE450
Panne	IPE140
Contreventement	2UPN120

Tableau V. 2 Eléments métalliques constituant la structure

- Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies
- Définition des charges à appliquer
- Introduction des données sismiques
- Définition des combinaisons des charges
- Définition des conditions aux limites
- Lancer l'analyse

Remarque :

les sections définies dans le tableau ont été choisies après plusieurs simulations numériques.

V.7 Analyse modale :

Le calcul des effets maximums d'un séisme sur une structure se détermine par le biais de la méthode intitulée « analyse modale spectrale » qui se caractérise par la sollicitation sismique décrite sous la forme d'un spectre de réponse.

Une bonne modélisation permet, à travers ce type d'analyse appliqué à toute forme de structure, d'obtenir des résultats les plus exacts et les plus satisfaisants possibles et dont la fiabilité est extrême.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone I
- Groupe d'usage 3
- Coefficient de comportement 5
- Amortissement 5%
- Facteur de qualité 1,15
- Site meuble S3

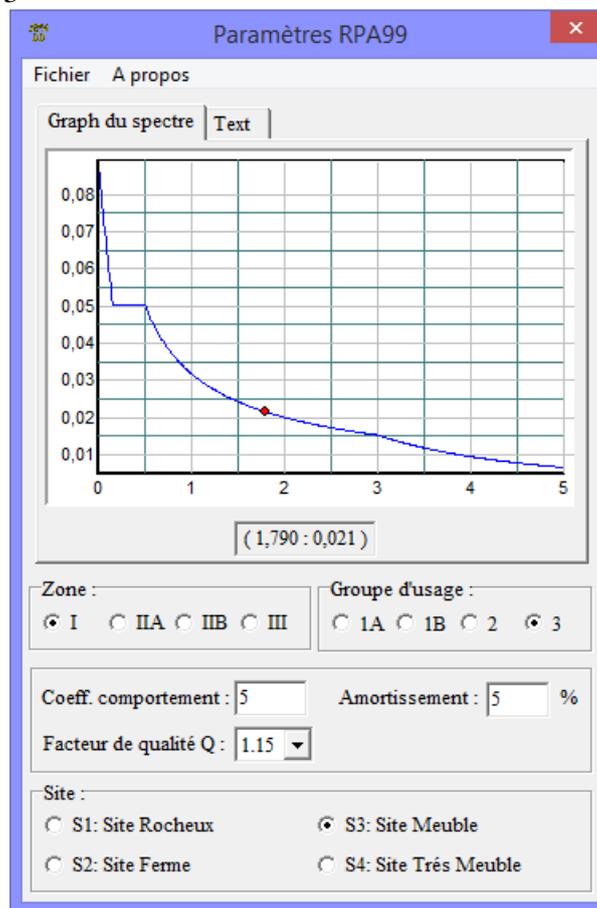


Figure V. 1 Spectre de réponse.

V.8 Vérification de la structure :

V.8.1 Vérification de la période fondamentale de la structure :

La valeur de T calculé par le logiciel ROBOT ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le RPA99 de plus de 30 %.

La période fondamentale obtenue par le logiciel ROBOT : $T = 0,29$ s.

La période empirique est donnée par la formule suivante : $T = C_t \times h_n^{\frac{3}{4}}$.

Avec :

C_t : Coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$$C_t = 0,05$$

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure $h_n = 8\text{m}$.

D'où :

$$T = 0,05 \times 8^{3/4} = 0,237\text{s}$$

$$T + 30\% T = 0,31\text{s}$$

Donc :

$$0,29\text{s} < T + 30\% T = 0,31\text{s}$$

Condition vérifiée

V.8.2 Vérification de la force sismique à la base :

La combinaison des valeurs modales permet d'obtenir la résultante des forces sismique à la base V_t égale ou supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques, elle-même déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0,8V$$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats calculés sur 60 modes propres de vibration sont comme suit :

- Effort sismique dans le sens (X) : $V_t = 47,15\text{ kN}$
- Effort sismique dans le sens (Y) : $V_t = 42,19\text{ kN}$

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

A : coefficient d'accélération de zone $A = 0,05$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

On a : $0 \leq T = 0,29\text{s} \leq T_2 = 0,5\text{ s}$

$$D = 2,5 \times \eta$$

$$= 2,5 \times 1 = 2,5$$

W (Poids propre de la structure) = $103382,84\text{ Kg} = 1033,82\text{ kN}$ (D'après le **ROBOT**)

$$\text{Alors : } V = \frac{0,05 \times 2,5 \times 1,15}{5} \times 1033,82$$

$$V = 29,72\text{ kN}$$

	V_t (KN)	V(KN)	80 % V(KN)	$V_t > 80\% V$
V_X	47.15	29,72	23,77	vérifiée
V_Y	42.19	29,72	23,77	Vérifié

Figure V. 2 : Résultante des forces sismiques à la base.

Structure	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	0,01H (cm)	condition
	1.4	5	7	8	Vérifiée

Figure V. 3 :Déplacement relatif.

V.8.3 Vérification des déplacements :

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

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

$$\delta_k = 5 \times 1.4 = 7 \text{ cm}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques (d'après ROBOT)

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage :

$$\delta_k < 1\% \times 0,01H \quad 7\text{cm} < 8\text{cm}$$

Condition vérifiée

Chapitre VI: Dimensionnement des éléments structuraux

VI. 1 Introduction

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'action possible définies réglementairement, la stabilité statique doit être assurée tant globalement, au niveau de la structure, qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les diverses sollicitations, générées par les actions, développent des contraintes au sein même des matériaux ce qui peut provoquer la déformation des éléments qui composent la structure. Il est impératif donc de vérifier que les contraintes et les déformations sont en deçà des limites admissibles conformément à la réglementation pour garantir le degré de sécurité souhaité.

VI.2 Justification des traverses

VI.2.1 Charge répartie sur la traverse

- Poids de la tôle nervurée.
- Poids des pannes.
- Poids propre de la traverse.
- Charge d'entretien.

VI.2.2 Caractéristiques de la traverse

Après introduction des charges sur la structure, le ROBOT nous a proposé comme profilé IPE 360 pour les traverses, ses caractéristiques sont les suivantes :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques						
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm	I _t cm ⁴
IPE360	57,1	72,73	360	170	12,7	8,0	298,6	16270	1043	1019	191,1	14,95	3,79	37,32

Tableau VI. 1 Caractéristiques du profilé IPE360

VI.2.3 Efforts sollicitants

Pour assurer la vérification selon le règlement, on fait appel au logiciel ROBOT pour nous donner les efforts les plus défavorables

- M_{sd}= 185,88 kN.m
- V_{sd}= 192,87 kN
- N_{sd}= 61,59 kN

VI.2.4 Classe de la section transversale de la traverse

Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad [3]$$

$$\frac{298.6}{8} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 37.32 \leq 72 \Rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon \quad [3]$$

$$\frac{85}{12.7} = 6.69 \leq 10 \Rightarrow \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section transversale IPE 360 est de classe I

VI.2.5 Vérification de la flèche

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel **ROBOT** : $\delta = 1,7$ cm

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{912}{200} = 4,56 \text{ cm}$$

Avec l : la longueur de la traverse

Donc : $\delta \leq \delta_{\max}$

La condition de la flèche est donc vérifiée.

VI.2.6 Condition de résistance de la traverse (Moment fléchissant + Effort tranchant + Effort normal) :

La résistance de la section transversale est réduite par la présence de l'effort tranchant, s'il dépasse la moitié de la résistance plastique de calcul

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times A_v \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad [3]$$

Avec :

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

$$= 72,73 - (17 \times 2 \times 1,27) + (0,8 + 3,6) \times 1,27$$

$$A_v = 3514 \text{ mm}^2$$

D'où : $V_{pl,rd} = 3514 \times (235 / \sqrt{3}) / 1,1$

$$V_{pl,rd} = 433,43 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_{sd} = 192,87 \text{ kN} < 50\% V_{pl,rd} = 216,72 \text{ kN}$$

Donc on ne tient pas compte de l'effet de l'effort tranchant, et la formule devient comme suit :

- « **Moment fléchissant + Effort normal** » :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \times M_{sd}}{\frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

- $\gamma_{M1} = 1,1$
- χ_{\min} : Coefficient de réduction minimal pour le flambement

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

- **Plan (y-y) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2,12 > 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 12,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Axe (y-y) : courbe a $\Rightarrow \alpha_y = 0,21$

➤ λ_y : Elancement

$$\lambda_y = \frac{L_{f,y}}{i_y} = \frac{0,5 \times L}{149,5} = \frac{0,5 \times 9120}{149,5} = 30,5$$

➤ $\bar{\lambda}_y$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_y = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = 0,32$$

➤ χ_y : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement a

$$\chi_y = \frac{1}{(\emptyset + \sqrt{\emptyset^2 - \bar{\lambda}^2})}$$

Avec:

$$\emptyset = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 [1 + 0,21 (0,32 - 0,2) + 0,32^2] = 0,564$$

$$\text{D'où} \quad \chi_y = \frac{1}{(0,564 + \sqrt{0,564^2 - 0,32^2})} = 0,97$$

- **Plan (z-z) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2,12 > 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 12,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Axe (z-z) : courbe b $\Rightarrow \alpha_z = 0,34$

➤ λ_z : Elancement

$$\lambda_z = \frac{L_{f,z}}{i_z} = \frac{0,5 \times L}{37,9} = \frac{0,5 \times 9120}{37,9} = 120,32$$

➤ $\bar{\lambda}_z$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_z = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = 1,28$$

➤ χ_z : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b

$$\chi_z = \frac{1}{(\emptyset + \sqrt{\emptyset^2 - \bar{\lambda}^2})}$$

Avec :

$$\emptyset = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 [1 + 0,34 (1,28 - 0,2) + 1,28^2] = 1,503$$

$$\text{D'où} \quad \chi_z = \frac{1}{(1,503 + \sqrt{1,503^2 - 1,28^2})} = 0,44$$

Donc :

$$\chi_{min} = \text{Min}(0,97 ; 0,44) = 0,44$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } k_y &= 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} && \text{mais : } k_y \leq 1,5 \\ \text{➤ } \mu_y &= \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right] && \text{mais : } \mu_y \leq 0,9 \\ \text{➤ } \beta_{My} &= 1,8 \end{aligned}$$

D'où :

$$\mu_y = 0,32 \times (2 \times 1,8 - 4) + \left[\frac{1019000 - 903600}{903600} \right] = -0,028 - 0,000288$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,028 \times 44074}{0,95 \times 5380 \times 235} = 1,001$$

Donc :

$$0,36 \times \frac{44074}{1,1} + \frac{1,001 \times 45034}{1,1} = 0,106 \leq 1$$

⇒ Condition vérifiée

VI.3 Justification des poteaux

Après plusieurs essais et vérification sur le logiciel ROBOT, le profilé HEA240 résiste aux sollicitations qui lui sont appliquées..

VI.3.1 Efforts sollicitants

Pour pouvoir faire la vérification suivant le règlement, on a obtenu les efforts les plus défavorables de l'élément à l'aide du logiciel **ROBOT**.

- $M_{sd} = 113,15 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 23,86 \text{ kN}$

VI.3.2 Caractéristiques du profilé du poteau :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA240	60,3	76,8	230	240	12	7,5	164	7763	2769	744,6	351,7	10,05	6

Tableau VI. 2 Caractéristiques du profilé HEA240

VI.3.3 Classe de la section transversale du poteau

✚ Classe de l'âme comprimée

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{164}{7,5} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{235}} \quad \Rightarrow 21,87 \leq 33 \quad \Rightarrow \quad \text{L'âme est de classe I}$$

✚ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{120}{12} = 10 \leq 10$$

\Rightarrow

La semelle est de classe I

Donc la section transversale du poteau est de classe I

VI.3.4 Condition de résistance « Moment fléchissant + Effort normal » :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \times M_{Sd}}{\frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

➤ $\gamma_{M1} = 1,1$

➤ χ_{min} : Coefficient de réduction minimal pour le flambement

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

• **Plan (y-y) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,96 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 12 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Axe (y-y) : courbe b $\Rightarrow \alpha_y = 0,34$

➤ λ_y : Elancement

$$\lambda_y = \frac{L_{f,y}}{i_y} = \frac{0,5 \times L}{100,5} = \frac{0,5 \times 8000}{100,5} = 39,80$$

➤ $\bar{\lambda}_y$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_y = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = 0,42$$

➤ χ_y : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b

$$\chi_y = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2})}$$

Avec:

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 [1 + 0,34 (0,42 - 0,2) + 0,42^2] = 0,6256$$

$$\text{D'où} \quad \chi_y = \frac{1}{(0,6256 + \sqrt{0,6256^2 - 0,42^2})} = 0,92$$

• **Plan (z-z) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,96 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 12 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Axe (z-z) : courbe c $\Rightarrow \alpha_z = 0,49$

➤ λ_z : Elancement

$$\lambda_z = \frac{l_{f,z}}{i_z} = \frac{0,7 \times L}{60} = \frac{0,7 \times 8000}{60} = 93,33$$

➤ $\bar{\lambda}_z$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_z = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = 0,99$$

➤ χ_z : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c

$$\chi_z = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2})}$$

Avec :

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 [1 + 0,49 (0,99 - 0,2) + 0,99^2] = 1,18$$

$$\text{D'où} \quad \chi_z = \frac{1}{(1,18 + \sqrt{1,18^2 - 0,99^2})} = 0,55$$

Donc :

$$\chi_{min} = \text{Min}(0,92 ; 0,55) = 0,55$$

$$\text{➤ } k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{mais : } k_y \leq 1,5$$

$$\text{➤ } \mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) + \left[\frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}} \right] \quad \text{mais : } \mu_y \leq 0,9$$

$$\text{➤ } \beta_{My} = 1,8$$

D'où :

$$\mu_y = 0,42 \times (2 \times 1,8 - 4) + \left[\frac{744600 - 675100}{675100} \right] = -0,065$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,065 \times 23860}{0,92 \times 7684 \times 235} = 1,001$$

Donc :

$$0,55 \times \frac{23860}{7684 \times 235} + \frac{1,001 \times 113500}{744600 \times 235} = 0,026 \leq 1$$

\Rightarrow **Condition vérifiée**

VI.4. Justification des stabilités

On choisit un double profilé en **2L80x80x10** et on vérifie sa résistance.

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

Avec : $N_{c,sd} = 75,76$ kN (obtenue par le logiciel **ROBOT**)

VI.4.1 Les éléments comprimés

VI.4.1.1 Vérification au flambement

$$N_{c,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m0} \quad [3]$$

Avec :

$N_{c,Rd}$: Résistance au flambement

$\beta_A = 1$ (la section es de classe I)

$\gamma_{m1} = 1,1$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe c $\longrightarrow \alpha = 0,49$

Axe (z-z) : courbe c $\longrightarrow \alpha = 0,49$

✚ **Axe (y-y) :**

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{1}{2,41} = \frac{360}{2,41} = 149,38 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 1,59$$

✚ **Axe (z-z) :**

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{1}{2,41} = \frac{360}{2,41} = 149,38 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 1,59$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,59$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c : $\chi = 0,2842$

D'où :

$$N_{c,Rd} = 0,2842 \cdot \frac{1 \times 2.1510 \cdot x 235}{1,1}$$

$$N_{c,Rd} = 183,36 \text{ kN}$$

$$N_{c,sd} = 75,76 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 183,36 \text{ kN}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

VI.4.1.2 Résistance plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{2.1510 \times 235}{1,1} = 645,18 \text{ kN} > N_{c,sd} = 75,76 \text{ kN}$$

VI.4.2 Les éléments tendus

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

Avec : $N_{t,sd} = 35,18 \text{ kN}$ (Calculé par le logiciel ROBOT)

VI. 4.2.1 Résistance ultime

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{m1}}$$

$$A_{net} = 1331 \text{ cm}^2 \text{ (tableau des sections)}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{1331 \times 360}{1,25} = 345 \text{ kN}$$

VI.4.2.2 Résistance plastique de calcul de la section nette

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1331 \times 235}{1,1} = 284,35 \text{ kN}$$

VI.4.2.3 Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1510 \times 235}{1,1} = 322,59 \text{ kN}$$

VI.4.2.4 Vérification

$$\text{Min} (N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{net,Rd}) = 284,35 \text{ kN} \geq N_{t,sd} = 35,18 \text{ kN}$$

\Rightarrow *Condition vérifiée*

Conclusion : la palée de stabilité en **2L80x80x10** résiste aux phénomènes d'instabilité.

VI.5 Justification des poutres au vent (contreventements) :

On choisit une cornière en **L100x100x10** et on vérifie sa résistance.

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

Avec : $N_{c,sd} = 128,36 \text{ kN}$ (obtenue par le **ROBOT**)

VI.5.1 Les éléments comprimés

VI.5.1.1 Vérification au flambement

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

- $N_{c,Rd}$: Résistance au flambement
- $\beta_A = 1$ (la section est de classe I)
- $\gamma_{m1} = 1,1$

- χ : Coefficient de réduction
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit
- $\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon$
- λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe c $\longrightarrow \alpha = 0,49$

Axe (z-z) : courbe c $\longrightarrow \alpha = 0,49$

Axe (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{l}{3,04} = \frac{345}{3,04} = 113,49 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 1,21$$

Axe (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{l}{3,04} = \frac{345}{3,04} = 143,15 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 1,21$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,21$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c : $\chi = 0,4338$

$$D'où : N_{c,Rd} = 0,4338 \cdot \frac{1 \times 1615 \times 235}{1,1}$$

$$N_{c,Rd} = 149,67 \text{ kN}$$

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

$$N_{c,sd} = 128,36 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 149,67 \text{ kN}$$

\Rightarrow **Condition vérifiée**

VI.5.1.2 Résistance plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{1615 \times 235}{1,1} = 345,02 \text{ kN} > 128,326 \text{ kN}$$

VI.5.2 Les éléments tendus

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

Avec : $N_{t,sd} = 116,19 \text{ kN}$ (Calculé par le logiciel ROBOT)

VI.5.2.1 Résistance ultime

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{m1}}$$

$$A_{\text{net}} = 1615 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{1615 \times 360}{1,25} = 418,6 \text{ kN}$$

VI.5.2.2 Résistance plastique de calcul de la section nette

$$N_{\text{net},Rd} = \frac{A_{\text{net}} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1615 \times 235}{1,1} = 345,02 \text{ kN}$$

VI.5.2.3 Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{\text{pl},Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1920 \times 235}{1,1} = 410,18 \text{ kN}$$

VI.5.2.4 Vérification

$$\text{Min} (N_{\text{pl},Rd}, N_{u,Rd}, N_{\text{net},Rd}) = 345,02 \text{ kN} \geq N_{t,sd} = 116,19 \text{ kN} \quad [3]$$

⇒ *Condition vérifiée*

Conclusion : les poutres au vent en **L100x100x10** résistent aux phénomènes d'instabilité.

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 structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement **CCM97**

VII.2 Liaison Poteau-traverse :

Cette opération consiste à fixer par soudure une platine à l'extrémité d'une traverse pour permettre son assemblage à l'aile d'un poteau. Chacun de ces deux éléments, destinés à être solidariser l'un à l'autre, est préalablement et symétriquement percé de part et d'autre pour faciliter leur jonction.

Pour assurer une meilleure résistance aux flexions, qui en sont les sollicitations prédominantes, un jarret est installé sous la traverse ce qui permet d'obtenir un bras de levier suffisamment résistant.

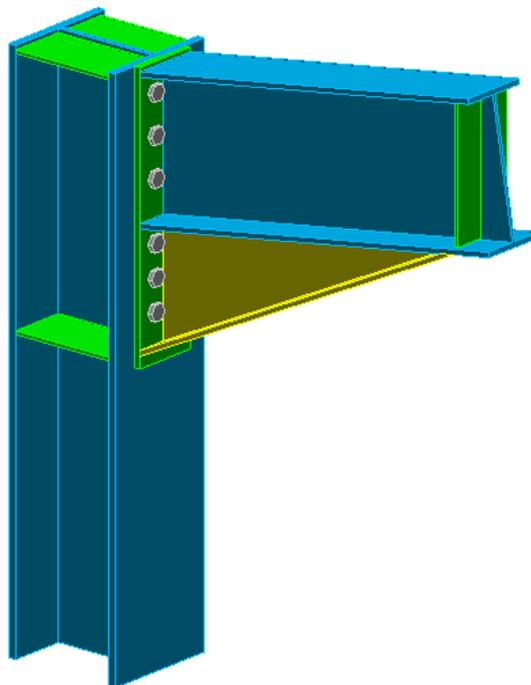


Figure VII. 1 3D d'assemblage poteau-traverse (HEA240–IPE360).

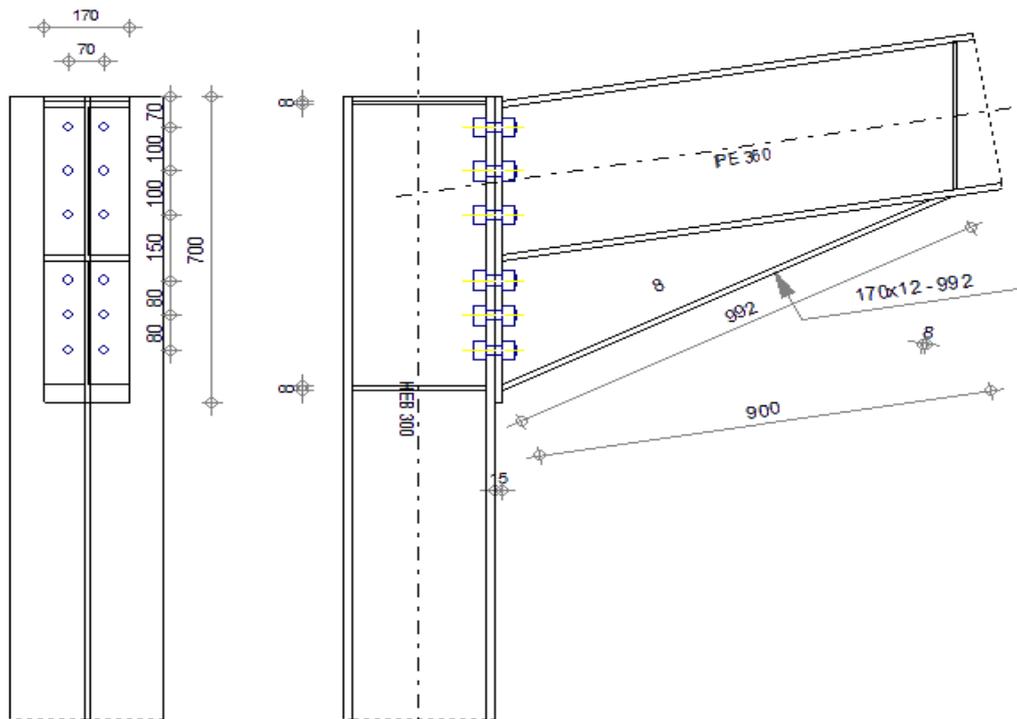


Figure VII. 2 Détail d'assemblage poteau-traverse (HEA240–IPE360).

VII.2.1 Efforts Sollicitant

Les efforts sollicitants sur la liaison « Poteau-traverse » les plus défavorables calculés par le logiciel **ROBOT** sont :

- $N_{sd} = 88,84 \text{ kN}$
- $V_{sd} = 77,38 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 170,65 \text{ kN.m}$

Epaisseur de la platine : $t = 15 \text{ mm}$

On prend un cordon de soudure d'épaisseur $a = 7 \text{ mm}$

VII.2.2 Soudure de la platine

VII.2.2.1 Soudure de la semelle tendue :

$$N_d \leq R_S$$

Avec :

$$\text{➤ } N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{170,65 \times 10^3}{360} + 88,84 = 562,87 \text{ kN}$$

$$\text{➤ } R_S = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 7 \sqrt{2} \times 340 \times 10^{-3}}{1,1} = 575,25 \text{ kN}$$

$$N_d = 562,87 \text{ kN} < R_S = 575,25 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.2.2.2 Soudure de l'âme

$$V_{sd} \leq R_S$$

$$\triangleright R_S = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 7 \sqrt{2} \times 669,2 \times 10^{-3}}{1,1} = 990,70 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 77,38 \text{ kN} < R_S = 1132,9 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.2.3 Disposition constructives :

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 6 boulons HR 10.9 $\Phi 22$ mm.

VII.2.3.1 Pince longitudinale e_1 :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Avec :

$$\triangleright d_0 = \Phi + 2 = 22 + 2 = 24 \text{ mm}$$

$$\triangleright t = 15 \text{ mm}$$

$$28,8 \text{ mm} \leq e_1 \leq 180 \text{ mm}$$

$$\text{Alors on prend } e_1 = 70 \text{ mm}$$

VII.2.3.2 Pince transversale e_2 :

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$36 \text{ mm} \leq e_2 \leq 180 \text{ mm}$$

$$\text{Alors on prend } e_2 = 80 \text{ mm}$$

VII.2.4 Calcul des boulons sollicités en traction :

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$\triangleright T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 1000 \times 10^{-3} \times 303 = 242,4 \text{ kN}$$

$$\triangleright M_R = 2T_R(0,58 + 0,48 + 0,38 + 0,23 + 0,15 + 0,07) = 916,27 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 170,65 \text{ kN.m} < M_R = 916,27 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.2.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$V_d \leq V_R / \gamma_{M_1}$$

Avec :

$$\triangleright V_R = 0,4 \times f_{ub} \times A_s = 0,4 \times 1000 \times 10^{-3} \times 303 = 121,2 \text{ kN}$$

$$\triangleright V_d = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{77,38}{6} = 12,90 \text{ kN}$$

$$V_d = 12,90 \text{ kN} < V_R/\gamma_{M_1} = 110,18 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.2.6 Vérification de la pression diamétrale :

$$V_d \leq L_R/\gamma_{M_1}$$

Avec :

$$\triangleright L_R = 2,4 \times f_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 24 \times 15 \times 10^{-3} = 311,04 \text{ kN}$$

$$V_d = 12,90 \text{ kN} < L_R/\gamma_{M_1} = 282,76 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.3 Liaison Traverse-Traverse (IPE 360-IPE360) :

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes perçages qui sont effectués sur la platine soudée en bout de l'autre travers, permettent de solidariser les deux éléments assemblés. Les jarrets qui figurent sous les traverses permettent d'obtenir un bras de levier assez important, pour pouvoir développer une meilleure résistance, vis-à-vis du moment de flexion.

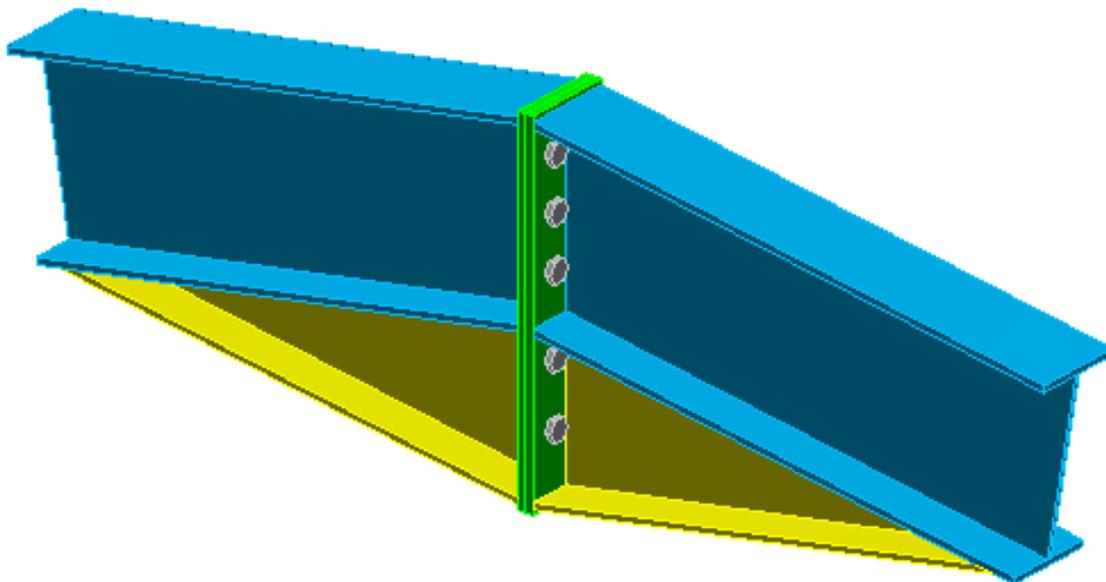


Figure VII. 3 3D d'assemblage traverse-traverse (IPE360– IPE360)

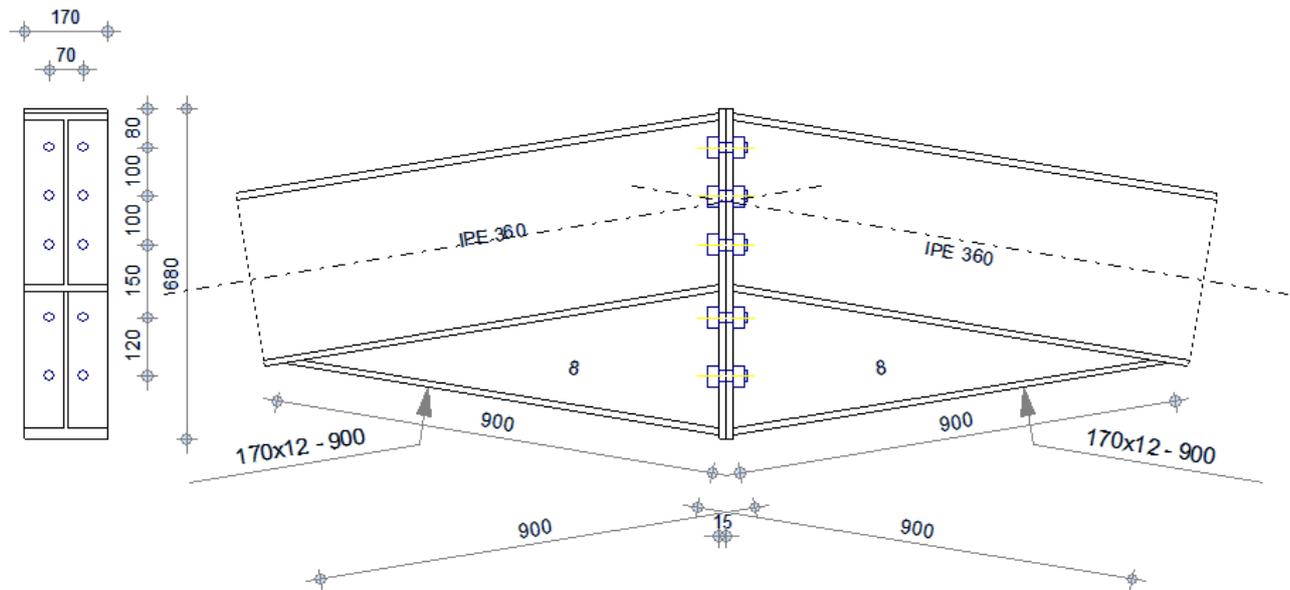


Figure VII. 4 Détail d'assemblage traverse-traverse (IPE360 – IPE360)

VII.3.1 Efforts sollicitants S :

Les efforts sollicitants sur la liaison « Traverse-Traverse » les plus défavorables calculés par le logiciel **ROBOT** sont :

- $N_{sd} = 207,62 \text{ kN}$
- $V_{sd} = 72,89 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 79,25 \text{ kN.m}$

VII.3.2 Soudure de la platine :

VII.3.2.1 Cordon de soudure :

Epaisseur de la platine : $t = 15 \text{ mm}$
On prend $a = 7 \text{ mm}$

VII.3.2.2 Soudure de la semelle tendue :

$$N_d \leq R_S$$

Avec :

$$\text{➤ } N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{79,25 \times 10^3}{360} + 207,62 = 427,75 \text{ kN}$$

$$\text{➤ } R_S = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 7 \sqrt{2} \times 340 \times 10^{-3}}{1,1} = 503,34 \text{ kN}$$

$$N_d = 427,25 \text{ KN} < R_S = 503,34 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

VII.3.2.3 Soudure de l'âme :

$$V_{sd} \leq R_S$$

$$\triangleright R_S = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 7 \sqrt{2} \times 669,2 \times 10^{-3}}{1,1} = 990,70 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 72,89 \text{ kN} < R_S = 990,70 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.3.3 Disposition constructives :

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 5 boulons HR 10.9 $\Phi 22$ mm.

VII.3.3.1 Pince longitudinale e_1 :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Avec :

$$\triangleright d_0 = \Phi + 2 = 22 + 2 = 24 \text{ mm}$$

$$\triangleright t = 15 \text{ mm}$$

$$28,8 \text{ mm} \leq e_1 \leq 180 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 70 \text{ mm}$

VII.3.3.2 Pince transversale e_2 :

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$36 \text{ mm} \leq e_2 \leq 180 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 80 \text{ mm}$

VII.3.4 Calcul des boulons sollicités en traction :

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$\triangleright T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 1000 \times 10^{-3} \times 303 = 242,4 \text{ kN}$$

$$\triangleright M_R = 2T_R(0,58 + 0,47 + 0,36 + 0,19 + 0,07) = 809,62 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 79,25 \text{ kN.m} < M_R = 809,62 \text{ kN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.3.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$V_d \leq V_R / \gamma_{M_1}$$

Avec :

$$\triangleright V_R = 0,4 \times f_{ub} \times A_s = 0,4 \times 1000 \times 10^{-3} \times 303 = 121,2 \text{ kN}$$

$$\triangleright V_d = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{72,89}{6} = 12,15 \text{ kN}$$

$$V_d = 12,15 \text{ kN} < V_R/\gamma_{M_1} = 110,18 \text{ kN} \quad \textit{Condition vérifiée}$$

VII.3.6 Vérification de la pression diamétrale :

$$V_d \leq L_R/\gamma_{M_1}$$

Avec :

$$\triangleright L_R = 2,4 \times f_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 24 \times 15 \times 10^{-3} = 518,4 \text{ kN}$$

$$V_d = 12,15 \text{ kN} < L_R/\gamma_{M_1} = 471,27 \text{ kN} \quad \textit{Condition vérifiée}$$

VII.4 Liaison Poteau-console :

Le principe de cet l'assemblage est de souder une platine en bout de la console de la poutre de roulement pour qu'elle soit boulonnée par la suite avec le poteau. Le jarret qui figure sous cette console permet de renforcer l'assemblage, pour pouvoir développer une meilleure résistance vis-à-vis du moment de flexion et de l'effort tranchant.

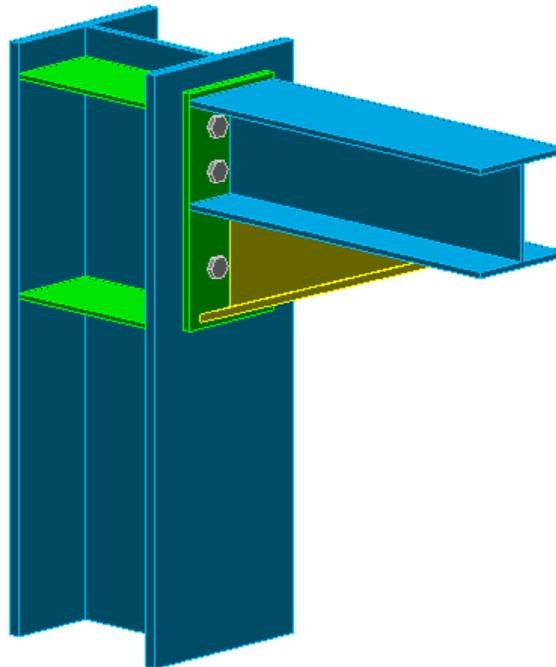


Figure VII. 5 Détail et 3D de l'assemblage Poteau-console (HEB300 – HEA180)

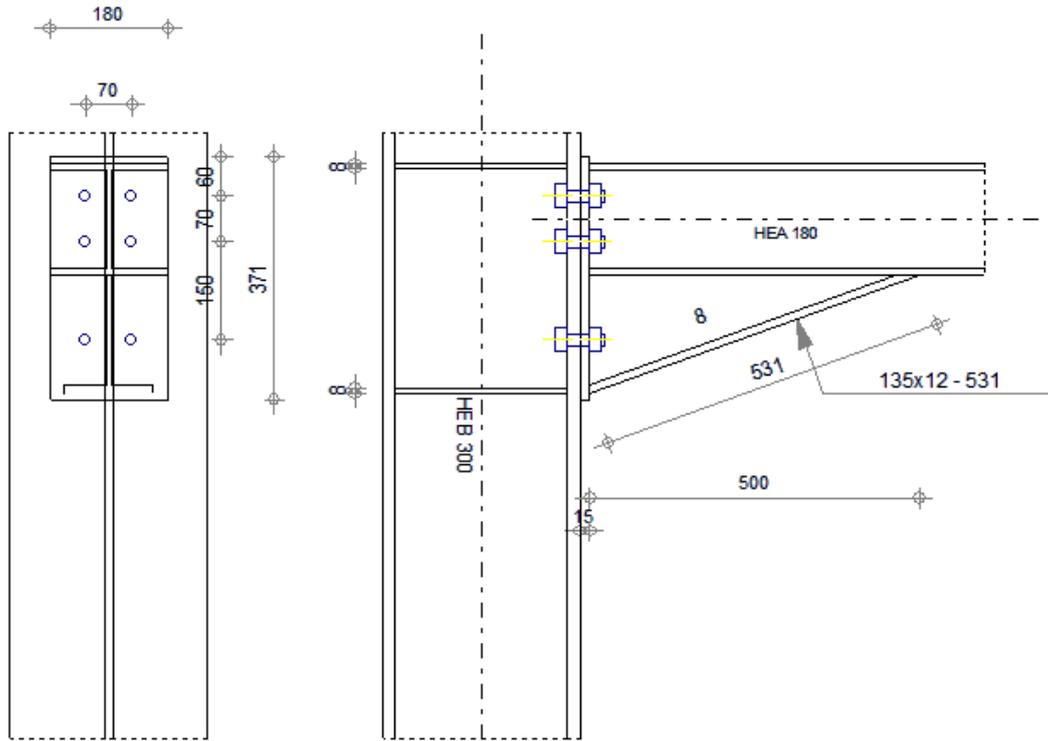


Figure VII. 6 Détail et 3D de l'assemblage Poteau-console (HEB300 – HEA180)

VII.4.1 Efforts Sollicitants :

Les efforts sollicitants sur la liaison « Poteau-Console » les plus défavorables calculés par le logiciel **ROBOT** sont :

- $N_{sd} = 17,88 \text{ kN}$
- $V_{sd} = 60,92 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 18,24 \text{ kN.m}$

VII.4.2 Soudure de la platine

- Epaisseur de la platine : $t = 15 \text{ mm}$
- On prend un cordon de soudure d'épaisseur $a = 7 \text{ mm}$

VII.4.2.1 Soudure de la semelle tendue :

$$N_d \leq R_S$$

Avec :

$$\begin{aligned} \text{➤ } N_d &= \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{18,24 \times 10^3}{171} + 17,88 = 124,55 \text{ kN} \\ \text{➤ } R_S &= \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 7 \sqrt{2} \times 360 \times 10^{-3}}{1,1} = 532,95 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$N_d = 124,55 \text{ kN} < R_S = 532,95 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VII.4.2.2 Soudure de l'âme

$$V_{sd} \leq R_S$$

$$\triangleright R_S = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 7 \sqrt{2} \times 304 \times 10^{-3}}{1,1} = 450,05 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 60,92 \text{ kN} < R_S = 450,05 \text{ kN} \quad \textit{Condition vérifiée}$$

VII.4.3 Disposition constructives :

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 3 boulons 10.9 $\Phi 16$ mm.

VII.4.3.1 Pince longitudinale e_1 :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Avec :

- $\triangleright d_0 = \Phi + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$
- $\triangleright t = 15 \text{ mm}$

$$21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 180 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 60 \text{ mm}$

VII.4.3.2 Pince transversale e_2 :

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 180 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 50 \text{ mm}$

VII.4.4 Calcul des boulons sollicités en traction :

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$\triangleright T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 125,6 \text{ kN}$$

$$\triangleright M_R = 2T_R(0,27 + 0,20 + 0,08) = 138,16 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 18,24 \text{ kN.m} < M_R = 138,16 \text{ kN.m} \quad \textit{Condition vérifiée}$$

VII.4.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$V_d \leq V_R / \gamma_{M_1}$$

Avec :

$$\triangleright V_R = 0,4 \times f_{ub} \times A_s = 0,4 \times 1000 \times 10^{-3} \times 157 = 62,8 \text{ kN}$$

$$\triangleright V_d = \frac{V_{sd}}{6} = \frac{60,92}{6} = 10,15 \text{ kN}$$

$$V_d = 10,15 \text{ kN} < V_R/\gamma_{M_1} = 57,09 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.4.6 Vérification de la pression diamétrale :

$$V_d \leq L_R/\gamma_{M_1}$$

Avec :

$$\triangleright L_R = 2,4 \times f_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 18 \times 15 \times 10^{-3} = 233,28 \text{ kN}$$

$$V_d = 10,15 \text{ kN} < L_R/\gamma_{M_1} = 212,07 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.5 Les pieds de poteaux

Cette partie, traite les liaisons en pieds de poteaux, qui sont encastrés. Ces liaisons impliquent donc la transmission d'un effort vertical de compression ou de soulèvement suivant les combinaisons de cas de charges considérées, un moment flechissant, et un effort horizontal.

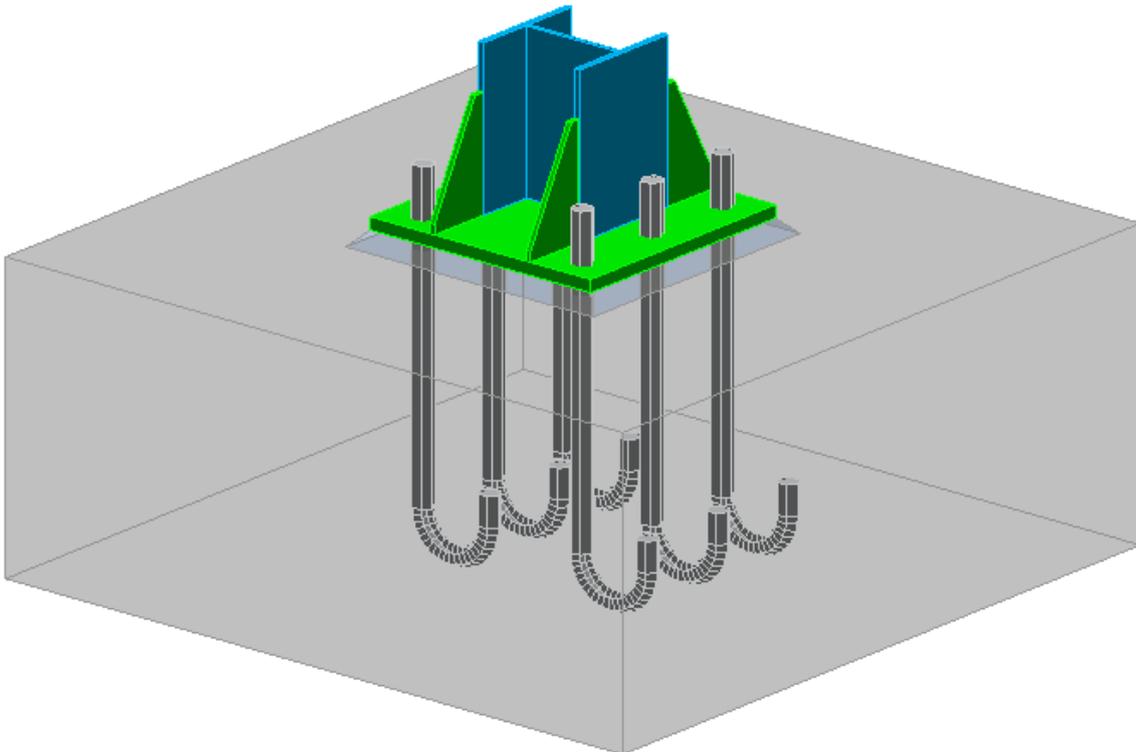


Figure VII. 7 3D de la jonction poteau-fondation

VII.5.2.2 Surface de la platine

$$a \geq 240 + (2 \cdot 20) = 280 \text{ mm On prend } a = 500 \text{ mm}$$

$$b \geq 230 + (2 \cdot 20) = 270 \text{ mm On prend } a = 500 \text{ mm}$$

VII.5.2.3 Epaisseur de la platine

$$t \geq U \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}}$$

Avec :

$$\begin{cases} U = 70 \text{ mm} \\ \sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{4660}{500 \times 500} = 1,86 \cdot 10^{-2} \text{ daN/mm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow t \geq 70 \sqrt{\frac{3 \times 0,0186}{24}} = 3,38 \text{ mm}$$

L'épaisseur est faible et pour des raisons pratiques on opte pour une épaisseur $t = 25 \text{ mm}$.

VII.5.3 Vérification de la contrainte de compression sur la semelle

$$\sigma < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{4660}{2500} = 1,86 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 80 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

On doit vérifier aussi que :

$$\sigma \cdot b \frac{U^2}{2} \leq M_e$$

Avec :

➤ M_e est Le moment résistant élastique de la platine

$$M_e = \sigma_e \frac{I}{V} \quad \text{et} \quad \frac{I}{V} = \frac{b \cdot t^2}{6}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma \cdot b \frac{U^2}{2} = 1,86 \times 50 \frac{7^2}{2} = 2278,5 \text{ daN} \cdot \text{cm} \\ M_e = \sigma_e \frac{b \cdot t^2}{6} = 24 \times \frac{500 \cdot 25^2}{6} = 125000 \text{ daN} \cdot \text{cm} \end{cases} \Rightarrow \sigma \cdot b \frac{U^2}{2} \leq M_e$$

Condition vérifiée

VII.5.4 Vérification de la tige d'ancrage :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \times \frac{\theta}{\left(1 + \frac{\theta}{d_1}\right)^2} (20\theta + 19,2\theta + 7\theta) \geq \frac{N}{6}$$

Avec :

- $g_c = 350 \text{ Kg/m}^3$ (Dosage du béton)
 - $r = 3\theta$
 - $l_1 = 20\theta$
 - $l_2 = 2\theta$
 - d_1 : la distance la plus petite de l'axe de la tige à une paroi du massif en béton ($d_1 = 42 \text{ mm}$)
- $$\Rightarrow 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{\theta}{\left(1 + \frac{\theta}{42}\right)^2} (20\theta + 19,2\theta + 7\theta) \geq \frac{46600}{8} = 5825 \text{ N}$$

D'où l'on tire :

$$\theta^2 - 21,95\theta - 460,87 \geq 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 48,22 \Rightarrow \theta \geq 35,08 \text{ mm}$$

On adopte $\theta = 36 \text{ mm}$

VII.5.5 Condition d'équilibre du BAEL :

$$\frac{N}{4} \leq F_A = \pi \cdot T_{su} \cdot \varphi \cdot L_1$$

Avec :

- $L_1 = 20\theta$
- $T_{su} = 0,6 \cdot \varphi_s^2 \cdot f_{tj}$
- $\varphi_s = 1$ (Rond lisse)
- $f_{tj} = 0,06 \cdot f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ Mpa}$

$$F_A = \pi \times 1,26 \times 33 \times 20 \times 33 = 86214,09 \text{ N}$$

Donc :

$$\frac{N}{4} = 11650 \text{ N} < F_A = 86214,09 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre VIII : Calcul des fondations

VIII.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol. Elles transmettent les charges de la superstructure au sol, c'est pourquoi elles constituent une partie très importante puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure. Le dimensionnement des fondations est fait selon le règlement BAEL91. [6]

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La capacité portante admissible de terrain.
- La facilité de réalisation.

On se limite pour notre projet sur le type de fondation isolé

Selon le rapport géotechnique $\overline{\sigma}_{sol}=1,6 \text{ bars}=0,16 \text{ Mpa}$

VIII.2 Charge à prendre en considération

Pour assurer la vérification selon le règlement, on fait appel au logiciel ROBOT pour nous donner les efforts les plus défavorables

$$N_s=146,02 \text{ kN}$$

$$N_u=210,11 \text{ KN}$$

$$M_s =72,93 \text{ KN.m}$$

VIII.3 Dimensionnement de la semelle :

VIII.3.1 Détermination de A et B :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow \begin{cases} A = B \times \frac{a}{b} \\ B = A \times \frac{b}{a} \end{cases}$$

On a :

$$a = b = 0,5 \text{ m} \Rightarrow A = B \Rightarrow \text{Semelle carrée}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = \frac{N_s}{A \cdot B} \Rightarrow A \cdot B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

$$\Rightarrow A^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}}$$

$$\Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{146,02}{160}} \Rightarrow A \geq 1,24 \text{ m}$$

Donc on prend une semelle de dimensions $(1,4 \times 1,4) \text{ m}^2$

VIII.3.2 Détermination de d et h :

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \Rightarrow \frac{1,4 - 0,5}{4} \leq d \leq 1,4 - 0,5$$

$$\Rightarrow 22,5 \text{ cm} \leq d \leq 90 \text{ cm}$$

$$d_{\min} = 40 \text{ cm} \text{ donc on prend } d = 55 \text{ cm}$$

$$\text{Alors } h = 55 + 5 = 60 \text{ cm}$$

VIII.3.3 Calcul du ferrailage

✚ À ELU :

$$A_U = \frac{N_U \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$N_U = 210,11 \text{ kN} \text{ (Calculé par ROBOT-Au niveau des pieds de poteaux)}$$

$$A_U = \frac{210,11 \times 10^{-3} \times (1,4 - 0,5)}{8 \times 0,55 \times 347,82} = 1,24 \text{ cm}^2$$

✚ À ELS :

$$A_S = \frac{N_S \times (A - a)}{8 \times d \times \overline{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{sol} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \times f_{c28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$N_S = 246,02 \text{ kN} \text{ (Calculé par ROBOT)}$$

$$A_S = \frac{246,02 \cdot 10^{-3} \cdot (1,4 - 0,5)}{8 \cdot 0,55 \cdot 201,63} = 2,5 \text{ cm}^2$$

Conclusion : Nous avons $A_S > A_U$ donc on prend un ferrailage de 8T12 = 9,05 cm²

VIII.3.4 Détermination de la hauteur du patin 'e'

$$e \geq \max(6\phi + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow e \geq \max(13,2 ; 15 \text{ cm}) \text{ donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$

VIII.3.5 Calcul de l'espacement

$$s_t = \frac{1,4 - 0,20}{7} = 0,17 \text{ m}$$

On prend $s_t = 17 \text{ cm}$

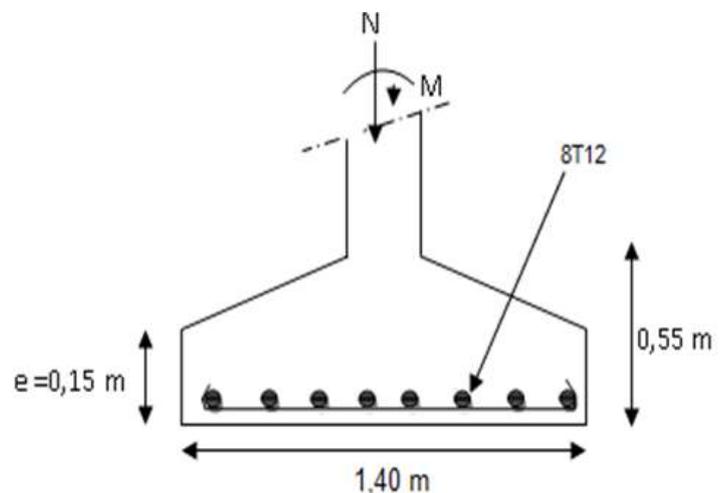
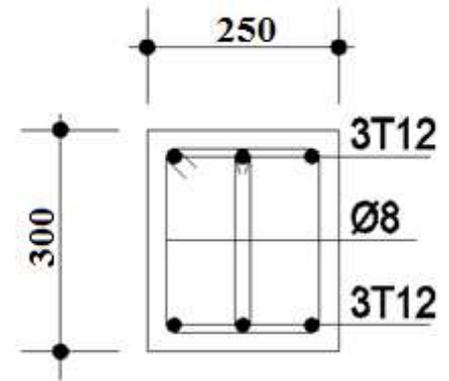


Figure VIII. 1 Ferrailage des semelles isolées

VIII.4 CALCUL DES LONGRINES

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.



VIII.4.1 Dimensionnement des longrines

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

VIII.4.2 Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left[\frac{N}{\alpha} ; 20 \text{ kN} \right]$$

Avec :

- ✚ N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités.
- α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3 ($\alpha = 15$)

✚ L'ELU :

$$\frac{N_u}{\alpha} = \frac{210,11}{15} = 14,01 \text{ kN}$$

✚ L'ELS :

$$\frac{N_s}{\alpha} = \frac{246,02}{15} = 16,40 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow F = \max[16,4; 14,01; 20] \text{ kN} = 20 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

✚ L'ELU :

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0,02}{347,82} = 0,57 \text{ cm}^2$$

✚ L'ELS :

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{0,02}{201,6} = 0,99 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale : $A_{\min} = 0,6\% B = 0,6\% (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$

On prend donc $A_{st} : 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

VIII.4.3 Vérification de condition de non fragilité

$$A_{st} \leq 0,23 b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 \\ 0,23 \text{ b. d. } \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23.25.30. \frac{25}{400} = 10,78 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VIII.4.4 Calcul des armatures transversales

$$\begin{aligned} \phi_t &\leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{\min}; \frac{b}{10}\right) \\ \Rightarrow \phi_t &\leq \min\left(\frac{300}{35}; 1; \frac{250}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(8,5; 1; 25) \text{ mm} \end{aligned}$$

Alors on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

VIII.4.5 Calcul de l'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 \text{ cm}; 15\phi_t)$$

$\Rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm}; 12 \text{ cm})$ Alors on adopte un espacement $S_t = 10 \text{ cm}$

CONCLUSION GENERALE

Notre projet de fin d'étude fut une expérience enrichissante qui nous a permis d'acquérir de nouvelles connaissances et de mettre en pratique sur un cas réel les notions fondamentales de dimensionnement, et aussi de travailler avec différents logiciels de gestions et de calculs pour ce type d'ouvrage. (ROBOT, SAP 2000, TEKLA)

Ce projet, réalisé en binômes sous l'encadrement de nos enseignants, nous a aussi permis d'apprendre a travaillé en équipe, il fut une très bonne expérience avant le début de notre vie professionnelle.

En effet, celui-ci nous a permis de progresser, à la fois dans l'apprentissage des méthodes de travail d'un ingénieur, mais également, dans l'étude des règlements CCM97, RNV, RPA99, CTICM et l'Eurocode concernant le dimensionnement des structures.

Le caractère technologique de ce projet est lié à la présence d'un pont roulant qui engendre le déplacement des profilés selon le long-pan et le pignon de ce hall.

Les vérifications des éléments face aux différents phénomènes d'instabilités, celle des assemblages, ainsi que le calcul des fondations avec le logiciel ROBOT nous ont permis de mieux s'intégrer dans le domaine du génie civil.

Bibliographie

- [1] : Charges permanentes et charges d'exploitation. D.T.R-B.C-2.2.
- [2] : Règlement neige et vent « RNV2013 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie).
- [3] : Règles de conception et de calcul des structures en acier. "CCM97", D.T.R.-B.C-2.44.
- [4] : Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de ponts roulants. "CTICM".
- [5] : Règles parasismiques algériennes. "RPA99"/ version 2003, D.T.R-B.C-2.48.
- [6] : Béton armé aux états limite. BAEL91.
- [7] : Calcul des éléments de construction métallique selon l'eurocode3 LAHLOU.D 2014

ANNEXES

Annexe A

Chapitre III : Etude Climatique

A.1 Effet de la neige :

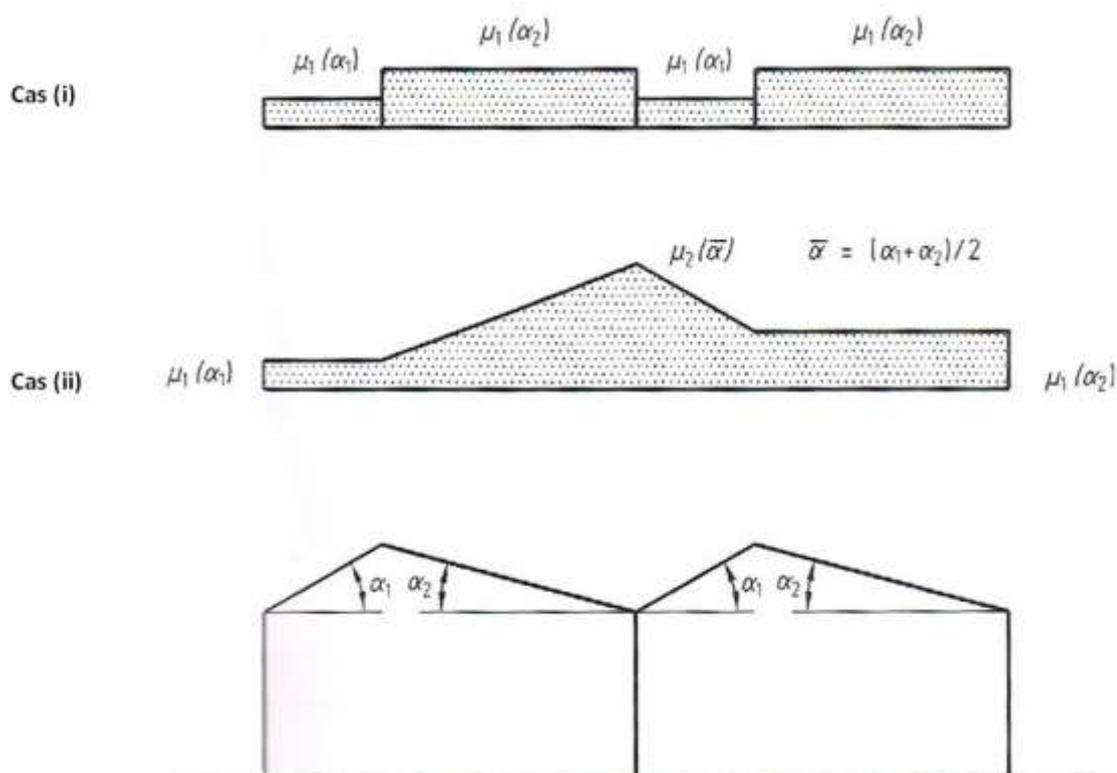


Figure 9 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

(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
coefficient μ_2	$0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30} \right)$	1.6	-

Tableau 3 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

A.2 Effet du vent :

Zone	$V_{\text{réf}}$ (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

Tableau A1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

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

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Hauteur z (m)	Catégories de terrains				
	0	I	II	III	IV
≤ 1	0,906	0,783	0,701	0,605	0,539
2	1,014	0,901	0,701	0,605	0,539
3	1,078	0,970	0,778	0,605	0,539
5	1,157	1,056	0,875	0,605	0,539
10	1,265	1,174	1,007	0,754	0,539
15	1,329	1,243	1,084	0,841	0,634
20	1,374	1,292	1,138	0,903	0,701
25	1,408	1,330	1,181	0,951	0,753
30	1,437	1,361	1,215	0,990	0,796
35	1,461	1,387	1,245	1,023	0,832
40	1,482	1,410	1,270	1,052	0,863
50	1,517	1,448	1,312	1,100	0,915
60	1,545	1,479	1,347	1,139	0,958
70	1,569	1,505	1,376	1,172	0,994
80	1,590	1,528	1,402	1,201	1,025
100	1,625	1,566	1,444	1,249	1,078
125	1,659	1,604	1,487	1,297	1,130
150	1,688	1,635	1,521	1,336	1,172
175	1,712	1,661	1,550	1,369	1,209
200	1,733	1,684	1,576	1,398	1,240

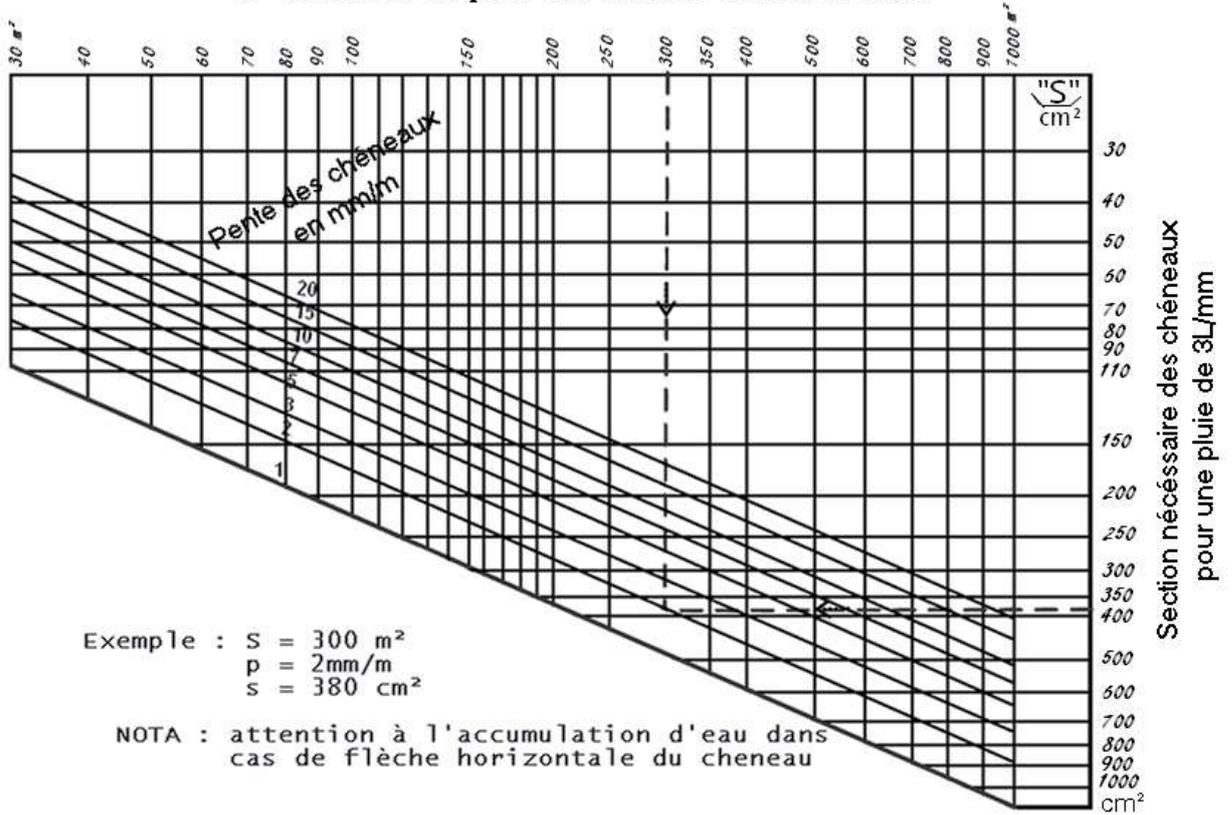
Tableau 2.5 : Valeurs du coefficient de rugosité $C_r(z)$

Annexe B

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

B.1 Calcul de la section des chéneaux

Calcul de la section des chéneaux
 "S" Surfaces en plan des combes desservis en m²



CALCUL DU DIAMETRE DES DESCENTES D'EAU

(écartement maxi des descentes = 30m)
 (d mini = 8cm)
 S maxi = 1000m²

toignos cylindrique



toignos tronconique

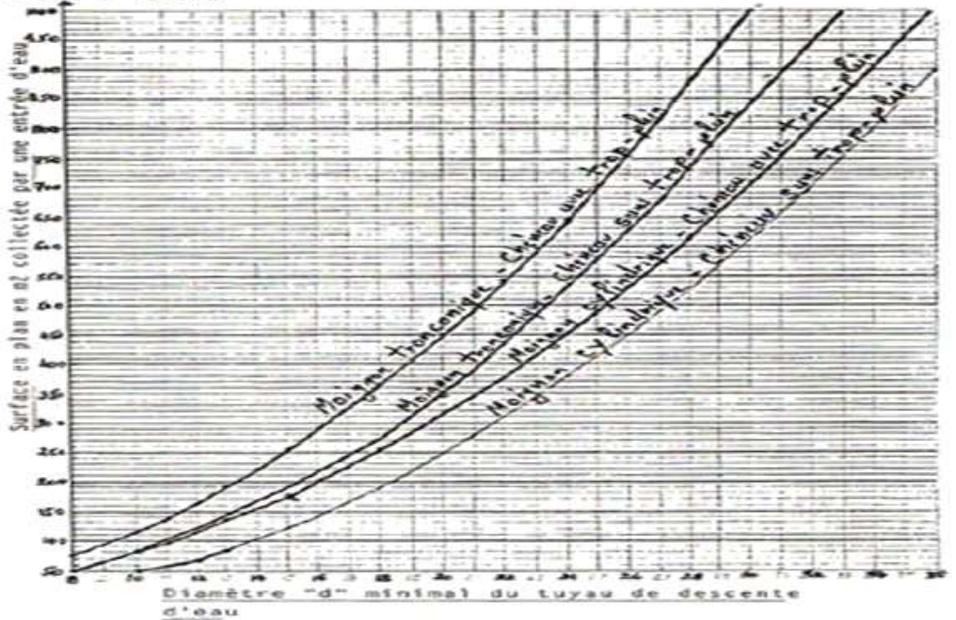
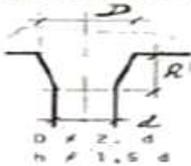
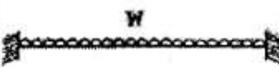
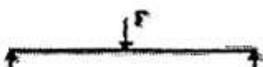
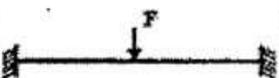


Tableau B.1.2

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	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Annexe C

Chapitre V : Etude sismique

Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.4.: valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie	5
1b	rigide	3,5
2	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie	3,5
3	rigide	3,5
4a	Voiles porteurs	5
4b	Noyau	4
5	Mixte portiques/voiles avec interaction	2
6	Portiques contreventés par des voiles Console verticale à masses réparties Pendule inverse	2
B	Acier	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	Maçonnerie	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050