

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : sciences de l'ingénieur

Département : génie civil

Domaine : génie civil

Filière : construction métallique et mixte.

Spécialité : construction métallique et mixte.

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

**DIMENSIONNEMENT D'UN ATELIER INDUSTRIEL DE
FABRICATION DE LA CHARPENTE METHALLIQUE AVEC
UN PONT ROULANT DE 5 Tonnes**

Présenté par : *Sedra Hadjer*

Encadrant : *Mezigheche Nawel*

Grade : *MAA*

Université : *ANNABA*

Jury de Soutenance :

Slimani Faycal	M.C.B	Université de ANNABA	Président
Mezigheche Nawel	M.A.A	Université de ANNABA	Encadrant
Ben m'hidi (Othmani)Nadia	M.C.A	Université de ANNABA	Examineur

Année Universitaire : 2019/2020

Remerciements

C'est avec humilité et gratitude et reconnaissance que je dois remercier et rendre grâce à DIEU le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de mener à bon terme ce modeste travail.

Je tenez également à remercier :

A ma famille : Qui j'ai toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A ma encadretrice : MEM.N.MEZZIGECHE

Je Tiens aussi à remercier tous les enseignants de l'option Construction Métallique spécialement chef de spécialité DR, HADDIDANE

J'espère que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'achèvement de ce travail, en particulier l'ingénieur R, BOCHOUCHA ma sincère gratitude est là.

Toute l'aide est passée par lui. Merci une autre fois

Je remercie aussi ceux qui ont fait l'honneur de juger ce mémoire.

Dédicace

Je dédie ce mémoire de fin d'études

A ma mère qui a illuminé ma voie et qui m'a exhorté et soutenu tout au long de mes études,

A mon père qui n'a jamais cessé de me soutenir par tous les moyens nécessaires afin que je puisse réussir,

Merci pour votre aide et merci pour votre patience, vous êtes toujours la chose la plus importante de ma vie

A Ma chère sœur AIDA et son mari KARIME et ses parents, qui m'ont toujours conseillé vivement,

*A mes tantes qui sont toujours près de moi
Spéciale dédicace pour tous mes cousines, et pour toutes mes amies
Chères, on particulier ma chères copine ZAOUI SANA*

Enfin, je n'oublie pas l'ingénieur RABEH BOUCHOUCHA, grâce à lui j'ai continué avec succès ma mémoire

Et à tous ceux qui me sont chers de près ou de loin.

التلخيص

مشروع نهاية الدراسة الخاص بنا والذي يحمل عنوان تصميم وتحجيم ورشة تصنيع الإطار المعدني بارتفاع علوية بسعة 5 أطنان تقع في ولاية الحراش بالجزائر العاصمة. في هذا المشروع ، المحاور الرئيسية لـ الدراسة هي تصميم وتحجيم والتحقق من هيكل الإطار الصلب.

يجب أن يتم التصميم ، من المخططات المعمارية التي تحدد هندسة الهيكل ، ثم بعد اختيار نوع غطاء السقف ومحيط الهيكل ؛ يجب أن ندرس مقاومة واستقرار عناصر الهيكل ،

يتم تنفيذ هذا العمل بعد تحديد وتقدير قيم الحمولة التي تعمل على الهيكل ، وفقاً لإصدار تنظيم "DTR" 2013. يقدم إعداد مذكرة الحساب المتعلقة بأبعاد العناصر الهيكلية والثانوية المكونة لهذا الهيكل بالإضافة إلى أنماط تجميعها الجزء الأكثر أهمية من هذا العمل ، ويتم إجراء الدراسة على أساس معايير 3 EUROCODE و RPA 99 لجزء الإطار المعدني ، و 91 BAEL المعدل 99 ، للجزء الخرساني المسلح الذي يمثل نظام الأساس ، بالنسبة للمشروع بأكمله ، تحجيم العناصر الرئيسية (الأعمدة ، العارضة الرملية ، العارضة تحمل وتدعيم) بمساعدة برنامج الروبوت (الإصدار 10).

Résumé :

Notre projet de fin d'étude qui s'intitule la conception et le dimensionnement d'un atelier de fabrication en charpente métallique avec un pont roulant de capacité 5tonnes qui se situe a ELHARACHE wilaya d'Alger .Dans ce projet, les axes principaux de l'étude sont la conception , le dimensionnement et la vérification de la structure en charpente métallique .

La conception doit être fait, à partir des plans d'architectures qui définissent la géométrie de la structure, ensuite et après avoir choisir le type de couverture de la toiture et le périphérique de la structure ; on doit étudier la résistance et la stabilité des éléments de la structure,

Ce travail s'effectue après avoir définir et estimer les valeurs de charges agissant sur la structure, selon le règlement «DTR»version2013.

L'élaboration de la note de calcul concernant le dimensionnement des éléments structuraux et secondaires composant cette structure ainsi que leurs modes d'assemblages, présente la partie la plus importante de ce travaille, l'étude est effectuée avec en se basant sur les normes EUROCODE 3 et RPA 99 pour la partie charpente métallique, et le BAEL 91 modifiée 99, pour la partie en béton armé qui représente le système de fondations, Pour l'ensemble du projet le dimensionnement des éléments principaux (poteaux, traverse poutre sablière, poutre de roulement et les contreventements) se fait avec l'aide du logiciel robot(version 10).

Abstract

Our end-of-study project which is entitled the design and sizing of a metal frame fabrication workshop with a 5-ton capacity overhead crane located in ELHARACHE wilaya of Algiers. In this project, the main axes of the study is the design, sizing and verification of the steel frame structure.

The design must be done, from the architectural plans that define the geometry of the structure, then and after choosing the type of roof covering and the peripheral of the structure; we must study the resistance and stability of the elements of the structure,

This work is carried out after having defined and estimated the load values acting on the structure, according to the "DTR" regulation version 2013.

The elaboration of the calculation note concerning the dimensioning of the structural and secondary elements composing this structure as well as their modes of assembly, presents the most important part of this work, the study is carried out with based on EUROCODE standards 3 and RPA 99 for the metal frame part, and BAEL 91 modified 99, for the reinforced concrete part which represents the foundation system, For the entire project the sizing of the main elements (columns, cross beam sandpit, beam bearing and bracing) is done with the help of robot software (version 10).

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE :	1
-------------------------	---

CHAPITRE I : GENERALITE

I-1- Introduction :	2
I-2- Présentation de projet :	2
I-2-1 Localisation du site.....	2
I-2-2 Caractéristique de projet	2
I-2-2-1 dimensions :	3
I-2-2-2 Pont Roulant	3
I-2-2-3 Toiture et Couverture :	3
I-3- Matériaux Utilises :	4
I-3-1-Acier :	4
I-3-2- Béton:	4
I-4- Règlements techniques:	5
I-5- mode de calcul :.....	6
I-5-1 Mode globale :.....	6
I-5-2 Logiciel de calcul :.....	6
I-6-conclusion :.....	6

CHAPITRE II : CONCEPTION DE PROJET

II-1-Introduction:.....	7
II-2- Aspect architecturale :.....	7
II-3-Aspecte structurale :.....	8
II-3-1-Elément en béton :.....	8
II-3-2- Elément en ACIER :.....	8
II-4- Typologie structurale :.....	9
II-4-1-Eléments structuraux :.....	9
II-4-2-Système de stabilité :.....	9
II-4-3- Système d'assemblage :.....	9
II-4-3-1 Assemblage boulonné :.....	9
II-4-3-2 Assemblage soudé :.....	9
II-4-3-3 Type d'assemblages utilisés :.....	11

II-4-3-4 Choix de la fondation :.....	13
II-5-conclusion :.....	13

CHAPITRE III : HYPOTHESES DES CHARGES

III-1 Introduction.....	14
III-2 Charge permanente.....	14
III-3 Surcharges d'exploitations.....	14
III-4 Étude de la neige:	15
III-4-1 -La charge de la neige sur le sol (Sk) :	15
III-4-2. Coefficient de forme de la toiture :	15
III-4-3 Calcul des charges de la neige sur la toiture :	15
III-5 Etude au vent	16
III-5-1- Direction du vent	16
III-5-2- Détermination de la pression dynamique de pointe	17
III-5-2-1 la pression dynamique de référence :	17
III-5-2-2 Hauteur de référence Ze :	18
III-5-2-3 Coefficient d'exposition Ce :	19
III-5-2-4 coefficient de topographie (Ct) :	20
III-5-2-5 le coefficient de rugosité Cr :	20
III-5-2-6 L'intensité de la turbulence $I_v(z)$:	21
III-5-9- Détermination de la pression aérodynamique	22
III-6-1 Détermination des coefficients de pression extérieure Cpe	23
III-6-1-1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :	23
III-6-1-2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2) :	24
III-6-2 Détermination des coefficients de pression intérieure Cpi	25
III-6-2-1 Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :	25
III-6-2-2 Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2) :	25
III-6-3 calcul de la pression aérodynamique	26
III-6-3-1 Vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :.....	26
III-6-3-2 Vent perpendiculaire au long pan (sens V2) :.....	27
III-7- détermination de la force de frottement :.....	28
III-8- Combinaison des charges :.....	28

III-8-1 Etat limite ultime :	28
III-8-2 Etat limite service :	29

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV-1 Introduction.....	31
IV -1-1 Historique.....	31
IV -1-2 Le séisme.....	31
IV -2 Critères de classification par le RPA99 version2003.....	32
IV -2-1 Classification des zones sismique.....	32
IV -2-2 Classification de l'ouvrage.....	33
IV -3 Choix de la méthode de calcul.....	34
IV -4 Méthode d'analyse modale spectrale.....	34
IV -4-1 Principe de la méthode.....	35
IV -4-2 Domaine d'application.....	36

CHAPITRE V : ETUDE DU PONT ROULANT

V-1 Introduction.....	37
V-2 Qu'est-ce que un pont roulant :	37
V-3 Eléments constitutifs du pont roulant :	38
V-4 Différents mouvements possibles :	38
V-5 les types des ponts roulants à poutre:	39
V-6 Le choix du pont roulant :	39
V-7 Classification des actions :	40
V-7-1 Effets dynamique de pont roulant :	40
V-8-les actions due au pont roulant :	41
V 8-1 calculs des charges verticales :	41
V 8-1-1 calcul des charges min. d'accompagnement à vide :	43
V 8-1-2 Calcul des charges min. par galet à vide :	44
V 8-1-3 calcul des charges max. par galet en service :	46
V 8-2 calculs des forces horizontales :	46
V 8-2-1 Forces horizontales longitudinales $H_{L,i}$:	47
V 8-2-2 Forces horizontales transversales (H_{T1}) :	47
V 8-2-3 Force horizontale de tamponnement ($H_{B,2}$):	48

V 8-2-4 Forces longitudinales et transversal ($H_{L,i}$), ($H_{T,i}$) et forces de guidage (S):.....	48
V 8-2-4-1 Définition de la marche en crabe :.....	49
V 8-2-5 Calcul des forces horizontal (longitudinale H_L et transversale H_T) :.....	49

CHAPITRE VI : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

VI-1- Introduction :.....	50
VI-2- Calcul et vérification des pannes:.....	50
VI-2-1- Caractéristiques des pannes:.....	50
VI-2-2- Evaluation des charges et surcharges :	51
VI-2-3- Combinaisons de charge les plus défavorables :	51
VI-2-4- Pré dimensionnement de la panne :	52
VI-2-5- Vérification de la panne aux états limites :	52
VI-2-5-1- Sollicitations supportées par la panne :.....	53
VI-2-5-2- Vérification de la panne à l'ELU :.....	53
VI-2-5-3- Vérification de la panne à l'ELS :.....	54
VI-3- Calcul et vérification des liernes :.....	54
VI-3-1- Calcul de la section de lierne :.....	55
VI-4- Calcul et vérification de l'échantignolle :.....	55
VI-4-1- Calcul des sollicitations :.....	56
VI-5- Calcul et vérification des lisses de bardage :.....	57
VI-5-1- Caractéristiques des lisses :	58
VI-5-2- Evaluation des charges et surcharges :.....	59
VI-5-3- Combinaisons de charge les plus défavorables :.....	59
VI-5-4- Pré dimensionnement de la lisse :.....	60
VI-5-5- Vérification de la lisse aux états limites :.....	60
VI-5-6- Sollicitations supportées par la lisse :.....	61
VI-5-6-1- Vérification de la lisse à l'ELU :.....	61
VI-5-6-2- Vérification de la lisse à l'ELS :.....	62
VI-5-7- Calcul des forces de traction :.....	62
VI-5-8- Calcul de la section de lisse :.....	63
VI 6- Calcul des potelets :.....	63
VI-6-1- Calcul des potelets de bardage :.....	64

VI-6-2- Caractéristiques des potelets :.....	65
VI-6-3- Combinaisons de charge les plus défavorables :.....	66
VI-6-4- Pré dimensionnement du potelet :.....	67
VI-6-5- Vérification de potelet aux états limites :	68
VI-6-5-1 Sollicitations supportées par le potelet :.....	69
VI-6-5-2- Vérification de potelet à l'ELU :.....	70
VI-6-5-3- Vérification de de potelet à l'ELS :	70

CHAPITRE VII : ETUDE ELEMENTS STRUCTURAUX

VII-1- Introduction :.....	71
VII-2- Calcul et vérification des poteaux :.....	71
VII-2-1- Calcul des poteaux :	72
VII-2-2- Caractéristiques des poteaux :.....	72
VII-2-3- Evaluation des charges et surcharges :.....	73
VII-2-4- Combinaisons de charge les plus défavorables :.....	74
VII-2-5- Pré dimensionnement du poteau :.....	75
VII-2-6- vérification de poteau aux états limites :.....	77
VII-2-6-1- Sollicitations supportées par le poteau:	78
VII-2-6-2-1- Vérification de du poteau à l'ELU :.....	72
VII-2-6-2-2- Vérification de du poteau à l'ELS :.....	72
VII-3- Vérification des versants :.....	73
VII-3-1- Calcul des versants :	73
VII-3-2- Caractéristiques des versants :.....	75
VII-3-3- Pré dimensionnement du versant :.....	77
VII-3-4- vérification de versant aux états limites :.....	79
VII-3-4-1- Sollicitations supportées par le versant.....	80
VII-3-4-2-1 Vérification du versant à l'ELU :.....	80
VII-3-4-2-2- Vérification de du versant à l'ELS :.....	81
VII-4- Vérification des poutres X-X :.....	81
VII-4-1- Calcul des poutres sabliere:.....	82
VII-4-2- Caractéristiques des poutres :.....	82
VII-4-3- Pré dimensionnement de la poutre :.....	83

VII-4-4- Vérification de la poutre aux états limites :.....	83
VII-4-4-1- Sollicitations supportées par la poutre :	84
VII-4-4-2- Vérification de la poutre à l'ELU :.....	84
VII-5- Vérification des contreventements :.....	85
VII-5-1- Calcul des contreventements :	90
VII-5-2- Caractéristiques des contreventements :.....	90
VII-5-3- Pré dimensionnement de contreventements:.....	90
VII-5-4- Vérification des contreventements aux états limites :	91
VII-5-4-1- Sollicitations supportées par les contreventements :	91
VII-5-4-2- Vérification des contreventements à l'ELU :.....	92
VII-5-4-3- Vérification des contreventements à l'ELS :.....	92
VII-6- Calcul et vérification des chemins de roulements :.....	92
VII-6-1- Calcul des chemins de roulements :.....	93
VII-6-2- Caractéristiques des chemins de roulements :.....	93
VII-6-3- Evaluation des charges et surcharges :.....	93
VII-6-4- Pré dimensionnement des chemins de roulements :.....	94
VII-6-5- Vérification de chemins de roulements aux états limites :.....	94
VII-6-5-1- Sollicitations supportées par les chemins de roulements :.....	94
VII-6-5-1-1- Vérification de chemins de roulements à l'ELU :.....	95
VII-6-5-1-2- Vérification de chemins de roulements à l'ELS :.....	95
VII-7- choix des rails :.....	94

CHAPITRE VIII : ETUDE DES ASSAMBLAGES

VIII-1- Introduction	95
VIII-2- Que ce qu'un assemblage ?.....	95
VIII-3- Types de connections :.....	95
VIII-3-1- Assemblages par boulons :.....	96
VIII-3-2- Assemblages soudés :.....	96
VIII-4- Calcul et vérification des assemblages :.....	97
VIII-4-1- liaison poteaux – traverse :.....	98
VIII-4-1-1- Caractéristiques de l'assemblage :.....	98
VIII-4-1-2- Combinaisons de charge les plus défavorables :.....	99

VIII-4-1-3- vérification d'assemblage poteau:.....	99
VIII-4-1-4- vérification des dimensions de l'assemblage poteau :.....	99
VIII-4-1-5- vérification du cisaillement des boulons :.....	100
VIII-4-1-6- vérification de la pression diamétrale des boulons :.....	100
VIII-4-1-7- vérification de la traction dans le boulon :.....	100
VIII-4-1-8- Résistance du boulon au poinçonnement :.....	101
VIII-4-1-9- Vérification du cisaillement et traction dans les boulons :.....	101
VIII-4-1-10- Résistance en traction - Rangées boulon individuel :.....	102
VIII-4-1-11- Vérification du plat en cisaillement :.....	102
VIII-4-1-12- Vérification Poteau :.....	102
VIII-4-1-13- Vérification de la soudure :.....	103
VIII-4-2- liaison traverse – traverse :.....	103
VIII-4-2-1 Caractéristiques de l'assemblage :.....	103
VIII-4-2-2- Combinaisons de charge les plus défavorables :.....	104
VIII-4-2-4- Vérification des dimensions de l'assemblage poteau :.....	104
VIII-4-2-6- Vérification de la pression diamétrale des boulons :.....	104
VIII-4-2-7- Vérification de la traction dans le boulon :.....	104
VIII-4-2-8- Résistance du boulon au poinçonnement :.....	105
VIII-4-2-9- Vérification du cisaillement et traction dans les boulons :.....	105
VIII-4-2-10- Résistance en traction - Rangées boulon individuel :.....	105
VIII-4-2-11- Vérification du plat en cisaillement :.....	106
VIII-4-2-13- Vérification de la soudure :.....	106
VIII-4-3- liaison poutre – poteau :.....	106
VIII-4-3-1 Caractéristiques de l'assemblage :.....	107
VIII-4-3-2- Combinaisons de charge les plus défavorables :.....	107
VIII-4-3-3- Vérification d'assemblage poteau :.....	107
VIII-4-3-4- Vérification des dimensions de l'assemblage poteau :.....	107
VIII-4-3-5- Vérification du cisaillement des boulons :.....	108
VIII-4-3-6- Vérification de la pression diamétrale des boulons :.....	108
VIII-4-3-7- Vérification de la traction dans le boulon :.....	108
VIII-4-3-8- Résistance du boulon au poinçonnement :.....	108

VIII-4-9- Vérification du cisaillement et traction dans les boulons :.....	109
VIII-4-3-10- Vérification du plat en cisaillement :.....	109
VIII-4-3-11- Vérification du plat en cisaillement :.....	109
VIII-4-3-12- Vérification de la soudure :.....	109
VIII-4-4- Calcul et vérification de pied de poteau :	110
VIII-4-4-1 Caractéristiques de l'assemblage :.....	110
VIII-4-4-2- Combinaisons de charge les plus défavorables :.....	110
VIII-4-4-4- Vérification des dimensions de l'assemblage poteau :	110
VIII-4-4-5- Vérification du cisaillement des Ancrages :.....	111
VIII-4-4-6- Vérification de la pression diamétrale des boulons :.....	111
VIII-4-4-7- Vérification de la traction dans le boulon :.....	111
VIII-4-4-8- Vérification du cisaillement et traction dans les boulons :.....	112
VIII-4-4-9- Résistance en traction - Rangées boulon individuel :.....	112
VIII-4-4-11- Vérification de la plaque de la base colonne :.....	112

CHAPIRE IX : ETUDE DE FONDATION

IX-1 Introduction :.....	113
IX-2 Choix du type de fondation :.....	113
IX-3 Dimensionnement de la semelle :.....	113
IX-3-1 Caractéristiques des matériaux :.....	114
IX-4- Analyse de la stabilité :.....	114
IX-4-1- Vérification au Soulèvement:.....	114
IX-4-2- Vérification au Renversement:.....	114
IX-4-3- vérification du Cisaillement :.....	115
IX-5 - Calcul du ferrailage :.....	115
IX-5-1- Ferrailage théorique :.....	116
IX-5-2- Ferrailage de Fût :.....	116
IX-5-3- Ferrailage transversal de la semelle :	116
Conclusion.....	117
Bibliographie.....	118
Annexes.....	119

Listes des figures

Chapitre I

Figure I.1 : Situation du projet.....	2
Figure I.2 : Implantation de projet.....	3
Figure I.3 :Position de pont roulant.....	3
Figure I.4 : Couverture de toiture et murs.....	4
Figure I.5 : Etanchéité et système de fixation des panneaux	5
Figure I.6 : Modèle de structure en 3d.....	5
Figure I.7 :Logiciel de calcul robot structural analyses 2009.....	6

Chapitre II

Figure II.1:Plan de mass et aménagement de projet.....	7
Figure II.2:Fondations en béton armé.....	8
Figure II.3 :les différentes section utilisées.....	8
Figure II.4 :les différentes parties du boulon.....	9
Figure II.5 :mode de travail des boulons ordinaire.....	9
Figure II.6 :boulon HR.....	10
Figure II.7:Exemple d'assemblage de deux pièces par soudure.....	11
Figure II.8:Composants du panneau sandwich (TL75).....	12
Figure II.10: Fondation isolée.....	13

Chapitre III

Figure III.1: Surcharges d'exploitation de la toiture sur la panne.....	14
Figure III.2 : Toiture à deux versants.....	15
Figure III.3: Les directions principales du vent.....	16
Figure III.4: Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.....	17
Figure III.5:Paramètres pour la détermination de $C_t(z)$ aux alentours des falaises et escarpements.....	18
Figure III.6 : Légendes pour les parois verticales.....	20
Figure III.7 : Répartition des C_{pe10} sur les parois dans le sens V1.....	21
Figure III.8 : La répartition des zones de pression sur la toiture sens V1.....	22
Figure. III .9: Légende pour parois vertical (vue en élévation).....	23
Figure III.10 : Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V2.....	23
Figure III.11 : La répartition des zones de pression sur la toiture dans le sens V2.....	24
Figure III.12: Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante.....	25
Figure III.14: La répartition de la pression aérodynamique sur la Str, cas de V1.....	27
Figure III.15: La répartition de la pression aérodynamique sur la Str, cas de V2.....	27

Chapitre VI

Figure IV.1 : Zone sismique du projet.....	31
--	----

Chapitre V

Figure V.1 : Pont roulant.....	37
Figure V.2 : Type de Pont roulant.....	39
Figure V.5 : Schéma 2D de pont roulant.....	40

Figure V.6 : Disposition de la charge de l'appareil de levage max.et min. sur la poutre de roulement.....	42
Figure V.7 : Charges horizontales longitudinales $H_{L,i}$	44
Figure V.8 : Charges horizontales transversales $H_{T,i}$	45
Figure V.9 : Forces dues à la marche en crabe.....	48
Figure VI .1: Disposition des pannes.....	50
Figure VI .2: Chargement de la panne.....	51
Figure VI .3: Position de la charge.....	52
Figure VI .4: Forme de flèche sur la panne.....	54
FigureVI.5 : Cas de charge de lierne.....	54
Figure VI .6: Position des liernes.....	55
Figure VI.7 : Schéma échantignolle.....	55
FigureVI.8 : Dimension de l'échantignolle.....	56
Figure VI .9: Disposition des lisses.....	57
Figure VI.10 : la répartition des charges sur les lisses de long pan.....	58
Figure VI .11: Forme de flèche sur la lisse.....	62
Figure.VI.12 : Cas de charge de lierne.....	62
Figure.VI .13: Position des liernes.....	63
Figure.VI.14 : Un potelet articulé.....	64
Figure.VI.15 : déformation des potelets sous les efforts appliqués.....	65
Figure.VI.16 : sollicitations appliqué au potelet.....	68
Figure.VI.17 : courbe de flambement.....	69

Chapitre VII

Figure.VII.1 : disposition des poteaux.....	71
Figure.VII.2 : Caractéristique géométrique du profilé HEA400.....	73
Figure.VII.3 : L'effort et le moment sollicitant à l'ELU par Robot.....	74
Figure.VII.4 : disposition des versants.....	76
Figure.VII.5: Caractéristique géométrique du profilé IPE450.....	77
Figure.VII.6: L'effort et le moment sollicitant à l'ELU par Robot.....	78
Figure.VII.7: Disposition des poutres.....	81
Figure.VII.8: Caractéristique géométrique du profilé HEA120.....	82
Figure.VII.9:L'effort et le moment sollicitant à l'ELU par Robot.....	82
Figure.VII.10: Disposition des contreventements.....	85
Figure.VII.11: Caractéristique géométrique du profilé UPN120 et L70*7.....	86
Figure.VII.12: L'effort et le moment sollicitant à l'ELU par Robot.....	86
Figure.VII.13: Disposition des chemins de roulements.....	90
Figure.VII.14:Définition de la charge roulante.....	91
Figure.VII.15: Caractéristiques de la charge roulante.....	91
Figure.VII.16: Chargement à la structure.....	91
Figure.VII.17: Caractéristique géométrique du profilé HEA200.....	92
Figure.VII.18:L'effort et le moment sollicitant à l'ELU par Robot.....	93
Figure.VII.18 : Type des rails et leurs assemblages.....	95

Chapitre VIII

Figure.VIII.2 : mode de travail des boulons ordinaire.....	97
--	----

Figure.VIII.3 : boulon HR.....	98
Figure.VIII.4 : Soudure à l'arc électrique.....	98
Figure.VIII.5 : caractéristiques de la laissions poteaux- traverse.....	100
Figure.VIII.6 : vue 3d de l'assemblage poteaux- traverse	100
Figure.VIII.7 : Vue 3d de l'assemblage traverse - traverse.....	104
Figure.VIII.8 : Caractéristiques de la laissions traverse – traverse.....	104
Figure.VIII.9 : Vue 3d de l'assemblage.....	107
Figure.VIII.10 : Vue 3d de l'assemblage pied de poteau.....	110
Chapitre IX	
Figure IX. 1 : Dimension de la semelle.....	114

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I-1 : Caractéristique des nuances d'acier.....	4
--	---

Chapitre III

Tableau III.1 : Fiche technique de panneaux sandwich.....	14
Tableau III.2 : Coefficients de forme – toiture à deux versants.....	15
Tableau III.3 : La pression dynamique de référence.....	17
Tableau III.4 : Définition des catégories de terrain.....	19
Tableau III.5 : Les valeurs de la pression dynamique.....	20
Tableau III.6 : Les valeurs de C_{pe} de chaque zone des parois verticales sens V1.....	21
Tableau III.7: Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens V1.....	22
Tableau III.8 : Les valeurs de C_{pe} de chaque zone des parois verticales sens V2.....	23
Tableau III.9 : Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens V2.....	24
Tableau III.10: Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V1.....	26
Tableau III.11: Valeurs de la pression aérodynamique des toitures selon V1.....	26
Tableau III.13: Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V2.....	26
Tableau III.14: Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V2.....	26
Tableau III.16: Coefficients partiels pour les états limites ultimes pour les bâtiments.....	29
Tableau III.17 : Combinaisons possibles dans le Cas B (P/T) lorsque interviennent,	29
Tableau III.18 : Valeurs de calcul des actions pour les combinaisons d'actions ELS.....	30

Chapitre IV

Tableau IV.1 : d'accélération du sol.....	32
Tableau IV.2 : coefficient de comportement.....	33
Tableau IV.3 : facteur de qualité de la structure.....	35
Tableau IV.4 : facteur d'amortissement ξ	35
Tableau IV.5 : Le tableau de coefficient C_T	36
Tableau IV.6: Les périodes caractéristiques associées de la structure.....	36
Tableau IV.7: Valeur du coefficient de pondération β	36
Tableau IV.8: des mass de la structure.....	36

Chapitre V

Tableau V.1 : Caractéristiques de pont roulant.....	38
Tableau V.2: Caractéristiques de pont roulant.....	38
Tableau V.3: Les actions générées par le pont roulant.....	40
Tableau V.4: Coefficients dynamiques ϕ_i pour les charges verticales.....	40
Tableau V.5: La classe du pont roulant.....	44
Tableau V.6: Récapitulatif des charges verticales dues au pont.....	45
Tableau V.7: ϕ_5 coefficient dynamique.....	48
Tableau V.8: Système de guidage assuré par les flasques de galets.....	48
Tableau V.9: Détermination la distance h.....	49
Tableau V.10 : Calcule Coefficients de force λ	49

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Charges appliqué sur les pannes.....	50
Tableau VI.2 : Combinaisons possible de toutes les charges supportées par les pannes.....	51
Tableau VI.3: Caractéristique et dimension d'IPE120.....	52
Tableau VI.4: Résultats des sollicitations appliquées sur les pannes.....	53
Tableau VI.5: Charges appliqué sur les lisses.....	57

Tableau.VI.6: Combinassions possible de toutes les charges supportées par les lisses.....	58
Tableau.VI.7 : Caractéristique et dimension d'UPN120.....	59
Tableau.VI.8 : Résultats des sollicitations appliquées sur les lisses.....	60
Tableau.VI.9 : Charges appliqué sur les potelets.....	64
Tableau.VI.10: Combinassions possible de toutes les charges supportées par les potelets.....	65
Tableau.VI.11 : Caractéristique et dimension d' HEA200.....	66
Tableau.VI.12 : Résultats des sollicitations appliquées sur les potelets.....	67
Tableau.VI.13: Classifications des sections.....	67
Tableau VI.14 : Coefficient de flambement correspondant à la section HEA200	69

Chapitre VII

Tableau.VII.1 : Charges appliqué sur les poteaux.....	72
Tableau.VII.2: Combinassions possible de toutes les charges supportées par les poteaux.....	72
Tableau.VII.3 : dimensionnement des poteaux sous les efforts appliqués.....	73
Tableau.VII.4: Moment et l'effort résistant par Robot.....	74
Tableau.VII.5: Dimensionnement des versants sous les efforts appliqués.....	77
Tableau.VII.6: Moment et l'effort résistant par Robot.....	78
Tableau.VII.7: Dimensionnement des poutres sous les efforts appliqués.....	81
Tableau.VII.8: Moment et l'effort résistant par Robot.....	83
Tableau.VII.9: Dimensionnement des contreventements sous les efforts appliqués.....	85
Tableau.VII.10: Moment et l'effort résistant par Robot.....	87
Tableau.VII.11: Dimensionnement des chemins de roulements sous les efforts appliqués.....	91
Tableau.VII.12 : Moment et l'effort résistant par Robot.....	93

Chapitre VIII

Tableau VIII. 2 : caractéristiques des éléments assemblés.....	100
Tableau VIII. 3 : caractéristiques des épaisseurs de la soudure.....	100
Tableau VIII. 4: caractéristiques des boulons.....	100
Tableau VIII. 5 : effort appliqué au nœud.....	100
Tableau VIII. 6 : Caractéristiques des éléments assemblés.....	105
Tableau VIII. 8 : Caractéristiques des boulons.....	105
Tableau VIII. 9 : Effort appliqué au nœud.....	105
Tableau VIII. 10 : Caractéristiques des éléments assemblés.....	105
Tableau VIII. 11 : Caractéristiques des épaisseurs de la soudure.....	108
Tableau VIII. 12 : Caractéristiques des boulons.....	108
Tableau VIII. 13 : Effort appliqué au nœud.....	108
Tableau VIII. 14 : Caractéristiques des éléments assemblés.....	108
Tableau VIII. 15 : Caractéristiques des épaisseurs de la soudure.....	111
Tableau VIII. 16 : Caractéristiques des boulons.....	111
Tableau VIII. 17 : Effort appliqué au nœud.....	111

Chapitre IX

Tableau IX. 1 : Dimension de la semelle.....	115
Tableau IX. 2 : Tableau des réactions.....	115
Tableau IX. 3 : Effort appliqué au nœud.....	115

NOTATION ET SYMOLES

A	Section brute d'une pièce
A_{net}	Section nette d'une pièce
A_w	Section de l'âme
A_s	Aire de la Section résistante a la traction du boulon
E	Module d'élasticité longitudinale
F	Force en générale
$F_{t,Rd}$	Résistance d'un boulon en traction
$F_{b,Rd}$	Résistance a la pression diamétrale
G	La charge permanente
I	Moment d'inertie
L	Langueur
M_{sd}	Moment fléchissant
M_{Rd}	Moment résistant
M_{pl}	Moment plastique
N_{sd}	effort normal
$N_{t sd}$	effort normal de traction
N_{pl}	effort normal plastique
N_u	effort normal ultime
N_j	Force d'adhérence avec le béton
Q	charge d'exploitation
W_{pl}	Module de résistance plastique
W_{el}	Module de résistance élastique
b	Largeur de l'âme
b_{eff}	Largeur efficace
c_i	Coefficients
d	entraxe, diamètre
d_0	diamètre de perçage des trous de boulon
f	flèche d'une poutre
f_y	Limite d'élasticité de l'acier
f_{yb}	Limite d'élasticité d'un boulon
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon
h	hauteur
i	Rayon de giration
k_s	coefficient fonction de la dimension des trous de perçage
k_j	facteur de concentration
n	Nombre de boulon
m	Nombre de plants de cisaillement
r_c	rayon de raccordement âme /semelle du poteau
t_w	épaisseur de l'âme
t_f	épaisseur de la semelle
t_{wc}	épaisseur âme poteau

t_{fc}	épaisseur semelle poteau
t	épaisseur platine
χ	Coefficient de réduction de flambement
β_w	Facteur de corrélation
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent
$\gamma_{M i}$	Coefficient de sécurité
γ_{Mb}	Coefficient de sécurité de boulon
γ_{MS}	Coefficient partiel de sécurité
λ	Élancement
$\bar{\lambda}$	Élancement réduit
α	Facteur d'imperfection
μ	Coefficient de frottement
σ	Contrainte normale
τ_e	contrainte limite de cisaillement en élasticité
ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier
η	facteurs de distribution
$\bar{\lambda}_{LT}$	Élancement de déversement



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La construction métallique est une solution technique importante dans tous les domaines (structure, chaudronnerie, ponts, etc.)

Les avantages des structures métalliques par rapport aux autres types de construction sont:

- Grande flexibilité architecturale.
- Capacité hautement compétitive.
- haute performance.

Dans le cadre de l'obtention d'un master en option construction métallique en génie civil, nous sommes en mesure de mettre en œuvre un projet de fin d'études, L'étude technique du projet consiste en:

Concevoir la structure générale de l'ouvrage et assurer sa stabilité horizontale et verticale (longitudinale et transversale). Déterminé les différents éléments: poteaux, poutres, assemblages, chemin de roulement.....ect

Ce dernier consistant à calculer et déterminer les dimensions de l'ouvrage.

Il s'agit d'une étude d'un hangar métallique avec un pont-roulant en plus de bloc administratif .

Ce hangar sera utilisé pour la fabrication de la charpente métallique et dans la localité d'El Harrach dans la wilaya d'Alger.

Cette thèse se concentre exclusivement sur l'étude structurelle de la salle métallique tout en conciliant l'aspect dimensionnement manuel avec l'aspect logiciel ROBOT.

Ainsi, en plusieurs mois, j'ai accumulé beaucoup de connaissances théoriques préalablement acquises (cours universitaires); Cela vient juste à temps pour améliorer mes capacités techniques, qui sont essentielles à la réalisation de mon projet de fin d'étude monôme.

CHAPITRE I : **GENERALITES**

I-1 Introduction :

La construction métallique est un domaine important pour la réalisation des structures à grande dimensions, car à leur avantage d'économie et résistance. Dans ce chapitre on présenter les différents étapes pour : les caractéristiques, les matériaux, ainsi que le mode de calcul utilisé pour ce projet.

Le travail est basé sur des plans de conception architecturaux, le dimensionnement des éléments structuraux est basé sur des normes internationales de la charpente métallique.

I-2 Présentation de projet :

Notre projet consiste l'étude et l'analyses d'atelier de fabrication des éléments structuraux en charpente métallique à propriété de l'entreprise national de génie civil et bâtiments **ENGCB**, ce dernier c'est un hangar avec pont roulant pour l'atelier plus une administration qui va être implanté après sous forme d'extasions, cette administration n'est pas considéré dans ce travail.

2-1 Localisation et données du site :

Le projet en question est un hangar, implantée à la commune de El-Harrach wilaya d'Alger dont :

- La séismique de siteZone III.
- La zone du ventZone I.
- La zone de neigeZone B.
- Type de siteSite plat
- Catégorie de solIII (sol meuble).
- Altitude186 m.
- La contrainte admissible du sol est de 2,2 bars (rapport du sol du laboratoire).

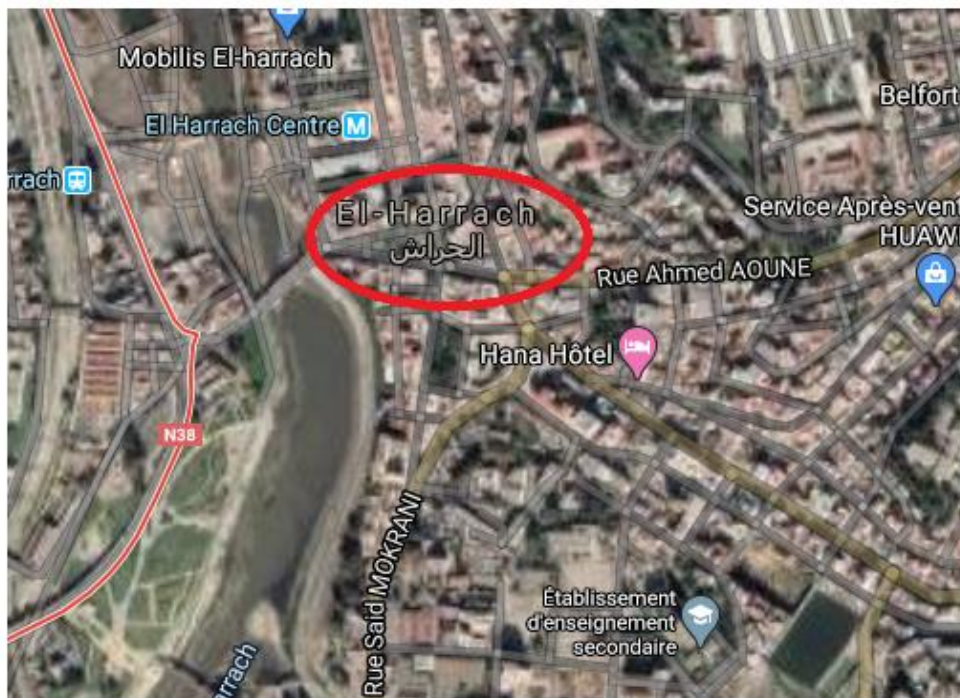


Figure I.1. Situation du projet

2-2 Caractéristiques de projet :

Notre atelier est caractérisé par :

2 -2-1 Dimensions :

- Long- pan72m.
- Pignon18m.
- Hauteur totale11m.
- Hauteur poteaux10m.
- Entre axes entre portiques.....6m.
- La pente de toiture10%.

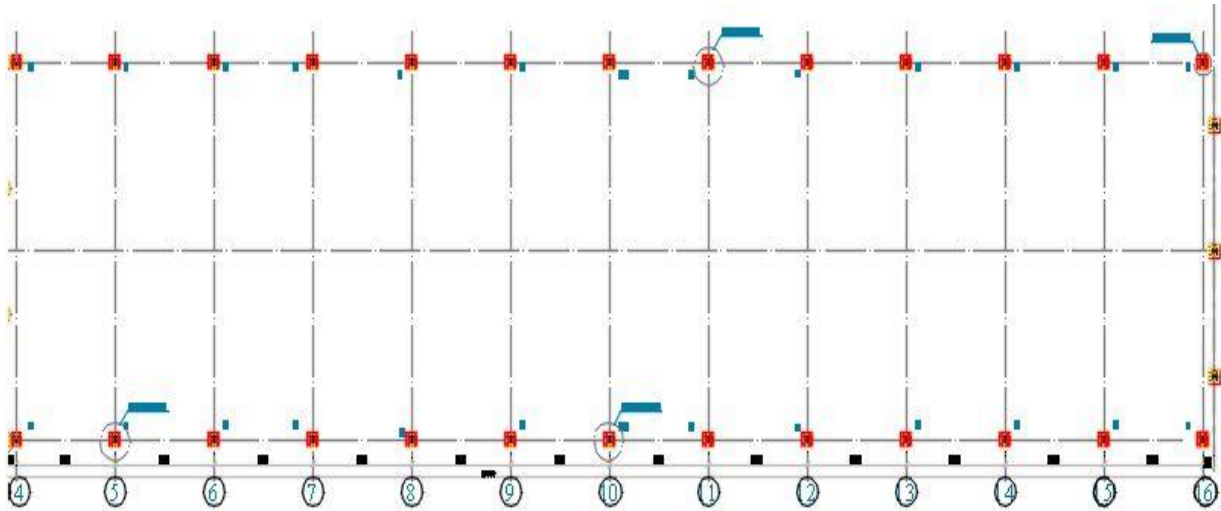


Figure I.2. Implantation de projet

2-2-2 Pont roulant :

- Type..... Bipoutre.
- Capacité..... 5T.
- La portée..... 16m.
- Assemblage des rails..... Clips boulonnés.

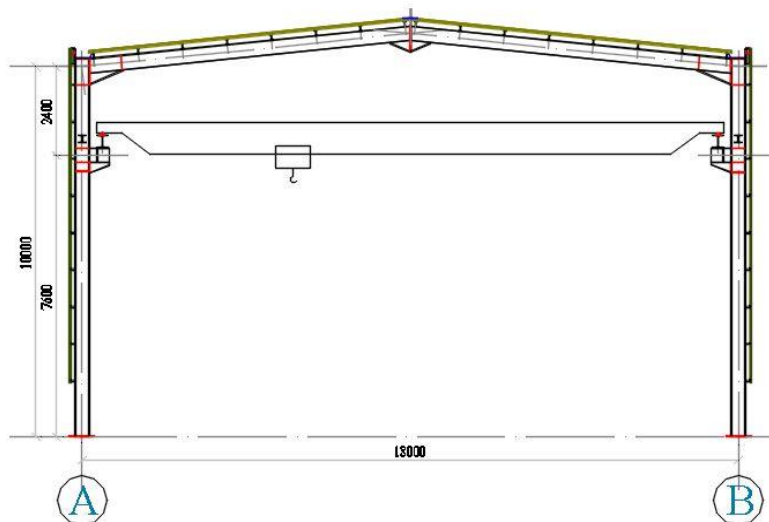


Figure I. 3. Position de pont roulant

2-2-3 Toiture et couverture :

- Type toiture..... toiture à deux versants.
- Type de couverture panneaux sandwich TL75G.
- Etanchéité d'isolationSILLICONE SIKA 221.
- Chéneauxtôle GAL. plié de 3mm.

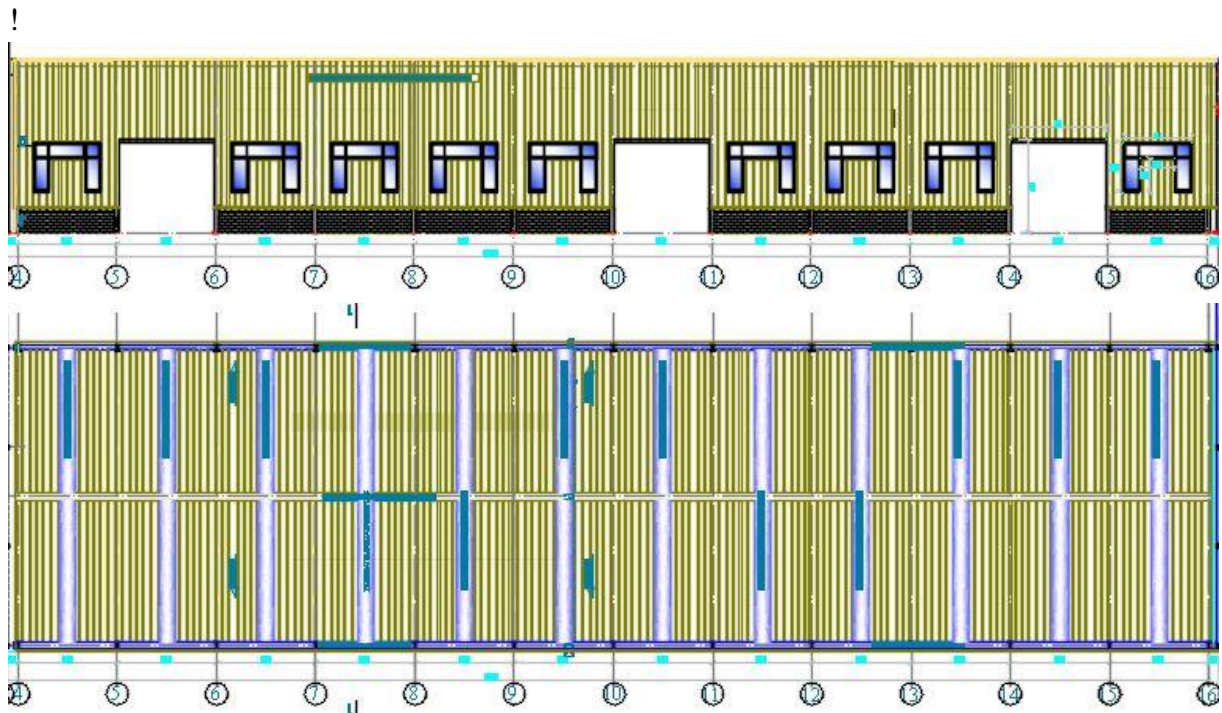


Figure I.4. Couverture de toiture et murs

I-3 Matériaux utilisés :

I-3-1 Acier :

Le tableau suivant affiche les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier utilisé au monde de construction,

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 100 mm	
	f _v (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)	f _v (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Tableau I-1 : Caractéristique des nuances d'acier

Pour ce projet on va utiliser l'acier S235 avec :

- La résistance à la traction : fu = 360 Mpa.
- La limite élastique : fy = 235 MPa.
- Le module de Young : E = 210 000Mpa.
- Le coefficient de poisson : ν= 0,3.
- Module d'élasticité transversale: G= E/(2(1+ν)) ≈ 0,4E Mpa.

I-3-2 Béton :

- Le béton utilisé est dosé à **350kg/ m³**.
- Béton de propreté est dosé à **150 kg/m³**.
- La résistance à la compression $f_{c28} = 25$ Mpa .
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2,6$ Mpa .
- Module d'élasticité $E_{cm} = 30\ 500$ Mpa .

I-3-3 Boulonnerie :

- Classe 8.8.
- Classe 10.9 HR.

Le coefficient partiel de sécurité pour le matériel doit être égal à $Y_{Mo} = 1.10$ (EC3).

I-3-4 Etanchéité et système de fixation des panneaux :

La couverture de toiture et des parois verticales sont des panneaux sandwich TL 75G Les panneaux doivent être fixes au sommet de chaque nervure sur les pannes d'extrémité. Sur les pannes intermédiaires la fixation se fera une nervure sur deux de façon décalée sur chaque panne intermédiaire, lors de la pose, les panneaux doivent être bien serres sur la partie longitudinale afin que le joint d'étanchéité a l'air remplisse son effet, il est recommandé d'utiliser un joint d'étanchéité a l'air avec une face adhésive sur les faces d'appuis du panneau situées sur les pannes d'extrémités, les chéneaux, les gouttières, les recouvrements, etc.

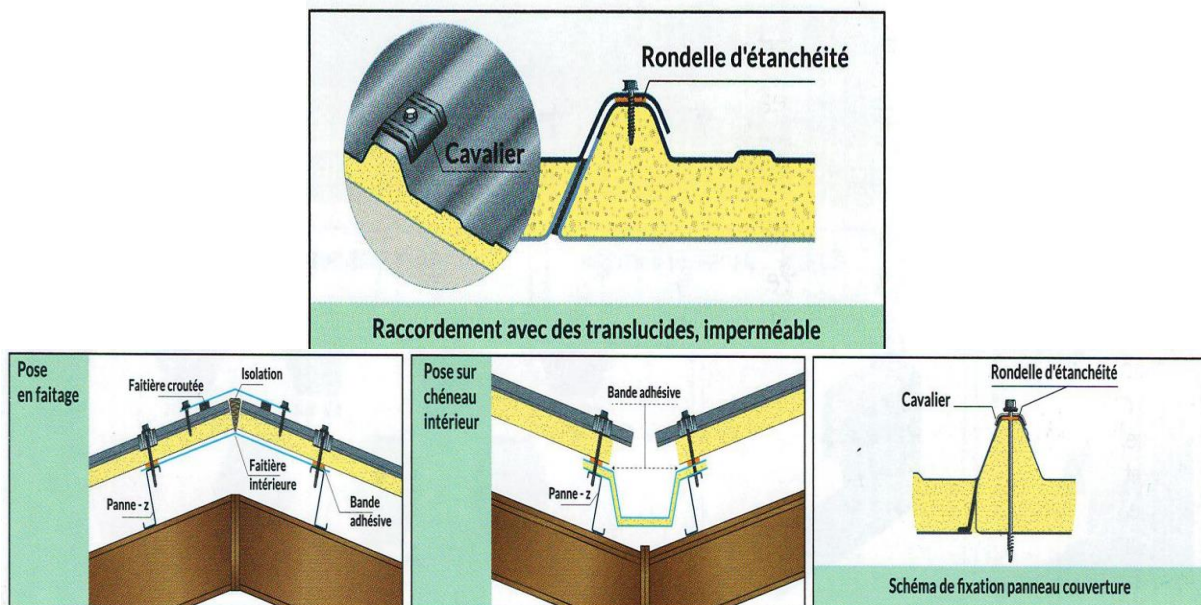


Figure I.5. Etanchéité et système de fixation des panneaux

I-4 Règlements utilisés :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- **RNV99 / version 2013** : pour l'étude climatique.
- **RPA 99 / version 2003** : pour l'étude sismique.
- **Eurocode 3** : pour l'étude et la vérification de l'ossature métallique et assemblages.
- **Eurocode 1 partie 03 NF-EN-1991-3** : pour le calcul des chemins de roulements
- **DTR BC 2 .2** : Charges et surcharges.
- **BAEL91** : pour le calcul et vérification des fondations.

I-5 Mode de calcul :

I-5-1 Mode globale :

Toutes les éléments utilisé dans le modèle de cette structure sont considérés comme des éléments monodimensionnels (des barres), ce modèle est analysé par la méthode des éléments finis a laid du logiciel Robot structural analysais.

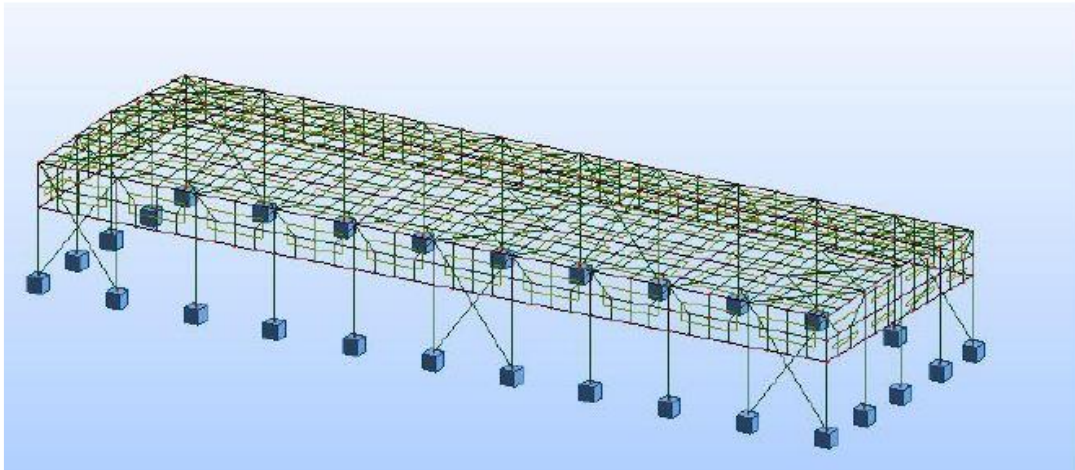


Figure I.6. Modèle de structure en 3d

I-5-2 Logiciel de calcul :

Le logiciel utilisé pour le calcul c'est ROBOT STURCTIRAL ANALYSIS 2009 (v 1.0), Ce logiciel est basé sur la méthode d'éléments finis.

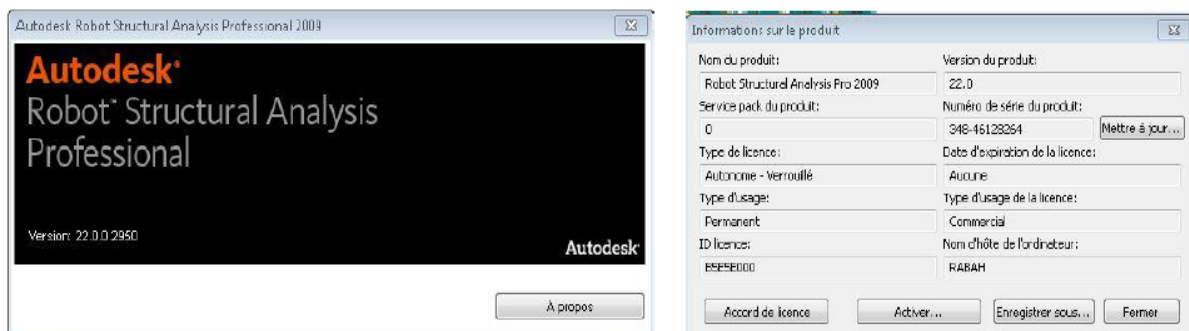


Figure I.7. Logiciel de calcul robot structural analysis 2009

I-6 Conclusion :

Dans ce chapitre on a met la lumière sur les dimensions, les type des matériaux utilisées, les codes et les normes ainsi que le mode et le logiciel d'analyse pour notre atelier.

Dans chaque projet il y a une conception sur les deux aspects architectural et structural, donc quelle sont ces aspects ? On essaiera de répondre à cette question au chapitre suivant.



CHAPITRE II :

CONCEPION DE PROJET

II-1 Introduction :

L'une de phase la plus déterminante dans un projet de construction est la phase de conception et de modélisation d'une structure, celle-ci doit être traitée dans les premières lignes d'étude du projet

II-2 Aspect architectural :

Notre bâtiment est de forme rectangulaire composé d'une unité de fabrication de charpente métallique et aménagée comme suit :

- L'intérieur c'est l'unité de fabrication et assemblage, des bureaux ainsi que des vestiaires.
- L'extérieur de projet sera aménagé en parking.

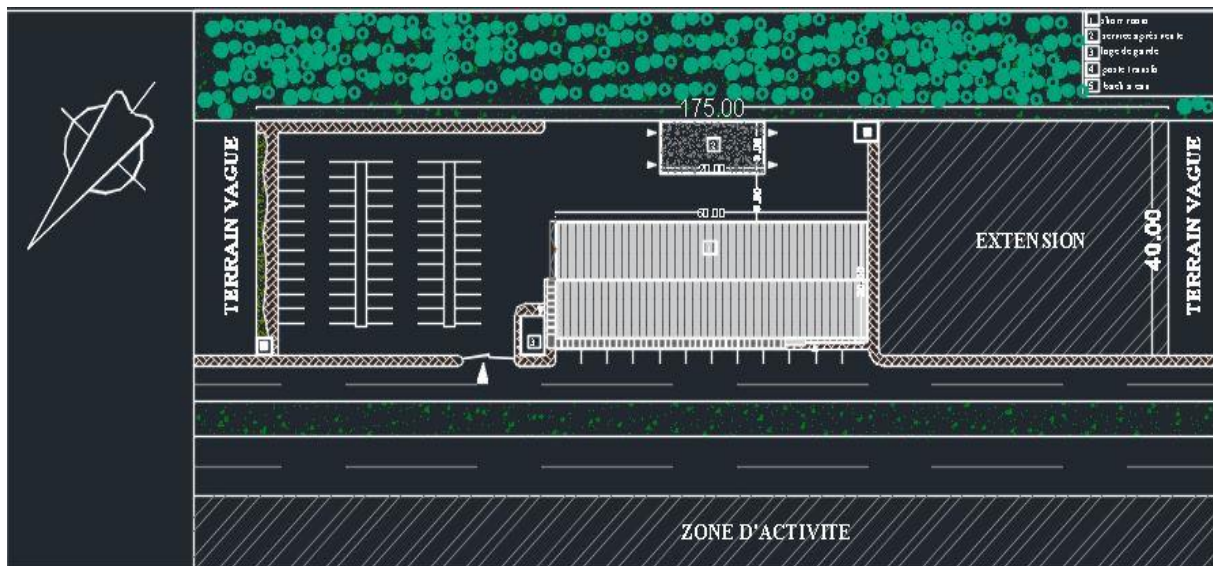


Figure II.1. Plan de masse et de projet

II-3 Aspect structural :

3-1 Eléments en béton :

Ils désignent les plancher de la plateforme ainsi que les fondations et longrines, pour notre projet on va utiliser le système de dallage industriel vue que les charges à l'intérieur qui doit être appliqués par les angines et les personnes aux cours de service.



Figure II.2. Fondations en béton armé

3-2 Eléments en acier :

Ils désignent les éléments de la superstructure avec différentes sections de notre projet car à leur bon comportement à l'absorption des différents efforts, l'avantage des grandes portées et la souplesse d'amortissement des vibrations due au pont roulant.

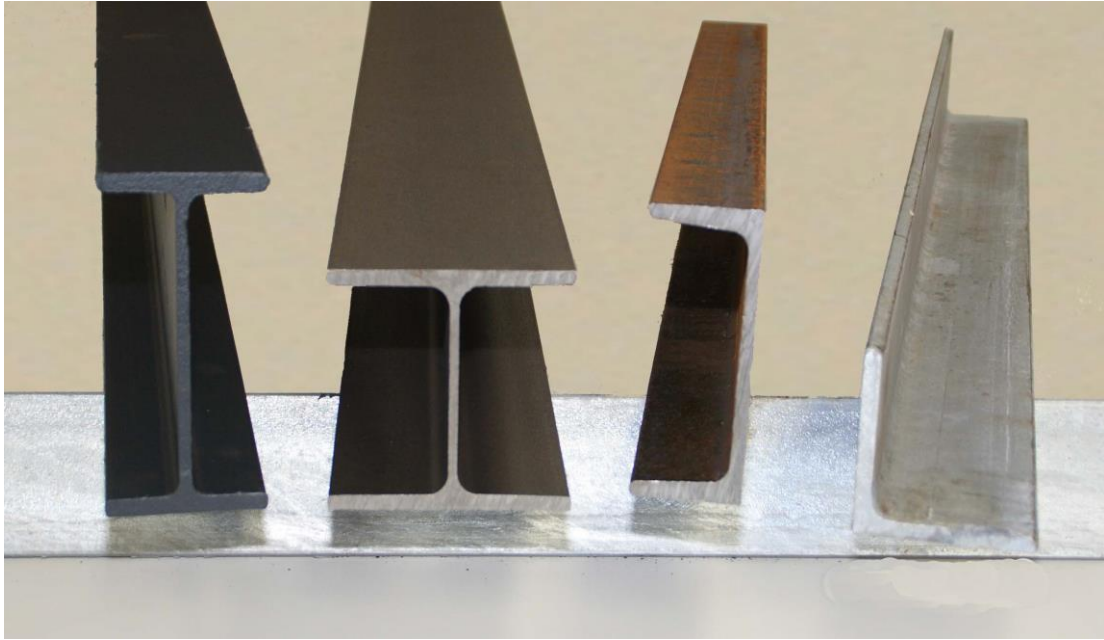


Figure II.3. les différentes sections utilisées

II-4 Typologie structurale :

II-4-1 Eléments structuraux :

- Vu que l'importance du rôle de ses éléments : poteaux, potelets, sablières et les poutres de roulements qui travaillent à des phénomènes agressifs comme le déversement, on a constitué ces derniers avec des profils de section HEA, car à leur résistance la plus élevée par rapport aux autres sections dans les deux directions "Y" et "Z".
- Tous les versants et les pannes supportent moins d'efforts par rapport aux autres éléments, c'est pour ça qu'on a constitué ces derniers avec des sections en IPE, parce qu'ils sont des sections légères et économiques.
- Les contreventements sont des éléments qui travaillent beaucoup plus à la traction pour stabiliser la structure, on propose une stabilité horizontale de cornières (CAE) et pour la verticale en UPN.
- Les lisses de bardage sont réalisées en profils UPN, pour la facilité d'assemblage de bardage des murs.

II-4-2 Système de stabilité :

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses qui, rappelons-le, ont des composantes dans les trois directions. Le rôle du contreventement horizontal est de transmettre les actions latérales aux éléments verticaux appelés palées de stabilité. Pour assurer le contreventement horizontal, les toitures faisant office de diaphragme rigide ne devraient pas être affaiblies par des percements trop grands ou mal placés pouvant nuire à leur résistance et leur rigidité. Le contreventement vertical par palées devrait répondre à des critères spécifiques tels que :

- leur nombre : au moins trois palées non parallèles et non concourantes par étage.
- leur disposition : elles seront situées le plus symétriquement possible par rapport au centre de gravité des planchers et de préférence aux angles avec une largeur suffisante.
- leur distribution verticale : être régulière ; les palées seront de préférence superposées afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion. La forme des contreventements (forme en V) est déterminée par la nécessité de positionner par rapport à les entrées de bâtiment.

II-4-3 Système d'assemblage :

L'assemblage est un procédé qui permet de solidariser plusieurs pièces entre elles, transmettre et répartir les diverses sollicitations entre les pièces assemblées. Les moyens d'assemblages couramment utilisés dans la construction métallique sont : le rivetage, le boutonnage et le soudage.

II-4-3-1 Assemblages boulonnées :

L'assemblage par boulon est un mode d'assemblage largement utilisé dans les montages et sur chantier. Un boulon est constitué d'une vis, en général à tête hexagonale, d'un écrou et d'une ou deux rondelles. Pour les ossatures principales on utilise le contre écrou.

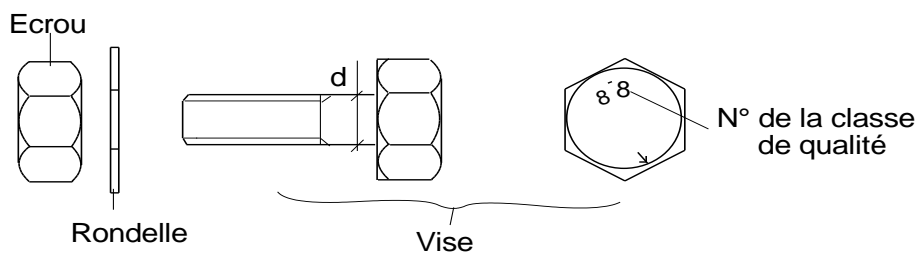


Figure II.4.les différentes parties du boulon

Pour le présent projet les assemblages boulonnés ces faits par des boulons ordinaires aux assemblages simples et avec des boulons HR pour les importants assemblages,

3.1.1 Boulons ordinaires :

Les boulons ordinaires peuvent travailler en traction, effort dirigé suivant l'axe de la vis, ou en cisaillement, effort perpendiculaire à l'axe de la vis. Dans ce dernier cas, ils peuvent être sollicités en simple cisaillement (une seule section cisailée) ou double cisaillement (deux sections cisailées)

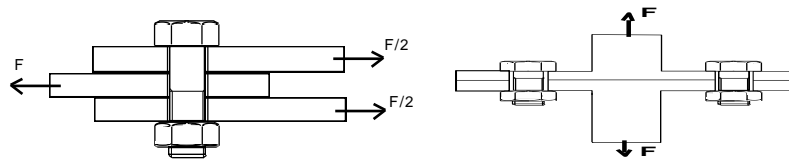


Figure II.5. mode de travail des boulons ordinaire

Pour les boulons ordinaires, l'effort de serrage n'est pas contrôlé et dans le cas d'assemblages travaillant en cisaillement, les pièces assemblées vont glisser jusqu'à venir s'appuyer sur la tige de la vis de manière à la cisailier.

3.1.2 Boulons HR (Haute Résistance) :

Le serrage des boulons à haute résistance se fait avec un couple important dont la valeur est calculée au préalable. La vis ainsi mise en tension va appliquer fortement l'une contre l'autre les pièces à assembler (précontrainte). Cette pression concerne une surface égale à peu près à huit fois la section résistante de la vis.

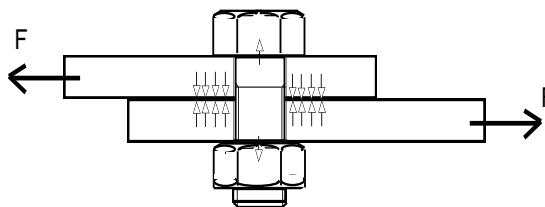


Figure II.6. boulon HR

Du fait de cette pression importante et du coefficient de frottement entre les pièces assemblées, le glissement ne va plus être possible ou va se produire très difficilement. Dans le cas d'un assemblage sollicité avec un effort perpendiculaire à l'axe des boulons, les vis ne travailleront pas au cisaillement (sauf si l'effort appliqué est très important et arrive à vaincre le frottement).

II-4-3-2 Assemblages soudée :

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

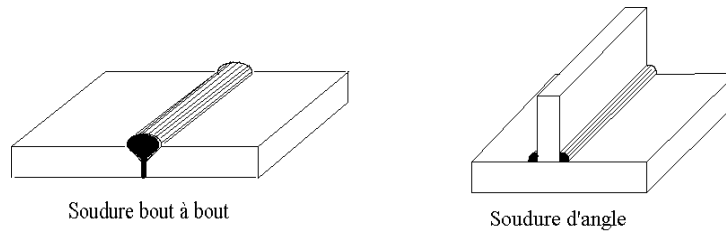


Figure II.7.Exemple d'assemblage de deux pièces par soudure

II-4-3-3 Type d'assemblage utilisé :

a) Assemblages de type articulé :

Un assemblage poutre poteau peut être considéré de type articulé si son moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$ n'est pas supérieur à 0,25 fois le moment plastique de calcul $M_{pl,Rd}$ de la poutre attachée, à condition qu'il possède également une capacité suffisante de rotation.

b) Assemblages à résistance complète :

Un assemblage poutre poteau peut être considéré à résistance complète si son moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$ est au moins égal au moment plastique de calcul $M_{pl,Rd}$ de la poutre attachée, ou bien s'il possède également une résistance suffisante vis-à-vis du poteau concerne ; ce dernier point est illustré sur la figure 6

c) Assemblages à résistance partielle :

Un assemblage poutre poteau doit être classé à résistance partielle si son moment résistant de calcul $M_{j,Rd}$ est inférieur à $M_{pl,Rd}$ (mais également supérieur à 0,25 $M_{pl,Rd}$).

La résistance d'un assemblage partiellement résistant doit permettre de transmettre les forces et les moments de calcul, mais peut être inférieure à la résistance des éléments connectés

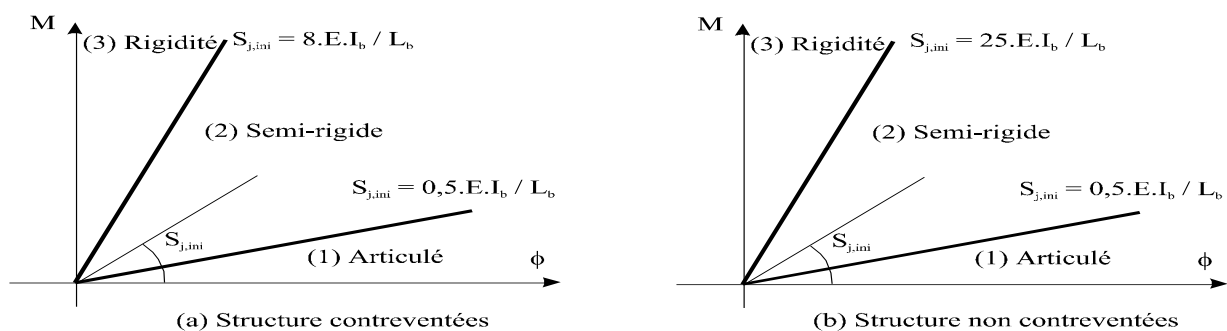


Figure II.8.Classification de l'assemblage selon l'annexe J(R) de le l'EC3

II-4-4 Typologie de couverture :

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

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

Il existe un certain type de panneaux sandwich pour toiture : certains sont pour toiture en acier, et des autres forment des toitures en bois. De même, l'isolant utilisé dans un panneau sandwich peut différer.

Quel que soit le modèle, le panneau sandwich fait à la fois office de revêtement de toiture et d'isolant de combles. Pour notre projet le choix s'est porté sur deux types de panneaux sandwich. Le premier est réservé à la toiture et il est de type (TL75) constitué en monobloc, formé par deux parements métalliques en tôle, isolant de manière durable et étanche, un noyau de mousse polyuréthane, de portance élevée et d'une grande rigidité, allie une grande résistance au feu à l'esthétique.

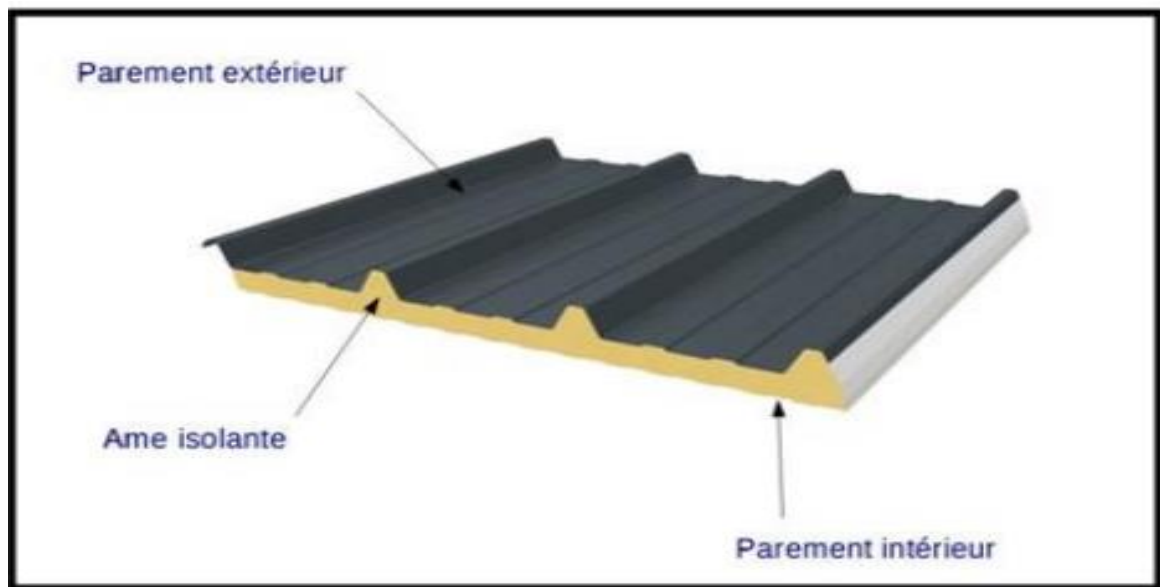


Figure II.9. Composants du panneau sandwich (TL75)

II-4-5 Typologie des fondations :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dans leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

II-4-5-1 Rappel sur les types des fondations

- Fondation superficielle :
- Semelle isolée sous Poteau ;
- Semelle filante continue sous mur ;
- Semelle filante sous plusieurs poteaux ;
- Radiers généraux ou nervurés ;
- Fondation profonde (semelle sous pieux).

II-4-5-2 Choix des fondations

Un certain nombre des problèmes se pose, lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol. Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol $=0.2\text{MPa}$)

Pour notre projet on av utilise le type des fondations isolée sous poteau métallique.



Figure II.10. Fondation isolée

II -5-Conclusion:

Dans ce chapitre on a expliqué les méthodes de conception de l'ouvrage sur les deux aspects architectural et structural, les bases qu'on a choisies pour les matériaux ainsi que les modes structuraux des éléments et des assemblages.

CHAPITRE III :

HYPOHESES DES CHARGES

III-1- Introduction :

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

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

III-2- Charge permanente :

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

Toiture en panneau sandwich (**TL75G**), le poids unitaire d'une tôle à partir de la fiche technique est de : **G = 17.9 [kg/m²]**.

Type	Longueur maxi. m	Largeur standard mm	Epaisseur mm	Poids Kg/m ²	Résistance à la	coefficient de	Distance entre		
					conductivité		transmission	traverses maxi. en mm	
					1, /-32	thermique	1	2	3
					m ² K/W	K			
Surface Prélaquée									
TL 75 P	12	1035	75	14,20	2,32	0,40	+	+	+
Surface Minérale									
TL 75 M	12	1035	75	15,21	2,32	0,60	+	+	+
Surface Galvanisée									
TL 75 G	12	1035	75	17,90	2,32	0,60	+	+	+

Tableau III.1: Fiche technique de panneaux sandwich.

III-3- Surcharges d'exploitation :

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

III-3-1- Surcharges d'entretien sur la toiture :

Selon l'article (7.3.1) DTR BC 2.2 :

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

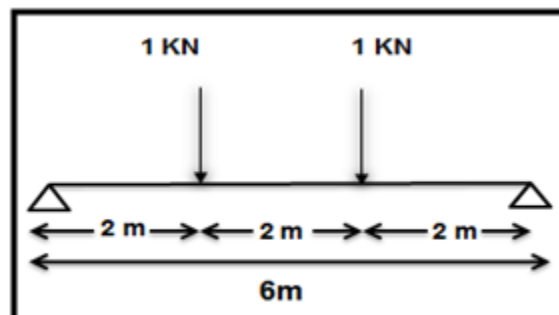


Figure III.1. Surcharges d'exploitation de la toiture sur la panne.

$$P_{Max} = \frac{P'l}{3} = \frac{pl}{8} \Rightarrow P = \frac{8 \times P'l}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44,44 \text{ Kg/ml}; \quad P_{eq} = 0,444 \text{ KN/ml.}$$

III-4- Etude de la neige :

III-4-1- Surcharges due à la neige S :

La charge de la neige est déterminée suivant la réglementation "Règlement Neige et Vent" RNV2013 - (D.T.R-B.C-2.47).

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

$$S = \mu \cdot S_k$$

- Avec :
- S** : charge caractéristique de la neige (KN/m²).
 - S_k** : charge de la neige sur le sol (KN/m²).
 - μ** : coefficient d'ajustement des charges.

III-4-2- Charge de neige sur le sol **s_k** :

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

- Le projet se situe à **EL HARACH** dans la wilaya de **ALGER**, classée en **zone B**.
- L'altitude du site est à **H=186m**. La charge de la neige est :

$$\text{Zone B} \implies S_k = \frac{(0.04 \times H + 10)}{100} \implies S_k = 0,17 \text{ KN/m}^2 ;$$

III-4-3- Coefficient de forme des toitures :

Les valeurs des coefficients **μ** données ci-après concernent les toitures de formes courantes. Le coefficient de forme est donné par le tableau suivant selon RNV-V2013 :

α angle du versant par rapport à l'horizontale (en°)	0 ≤ α ≤ 30°	30° < α < 60°	α ≤ 60°
coefficient de forme μ ₁	0.8	0.8 x (60-α / 30)	0,0

Tableau III.2 : Coefficients de forme – toiture à deux versants.

Notre projet consiste un portique en deux versants à pente égale donc :

$$\text{On a: } \alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 5,71^\circ \implies 0^\circ \leq (\alpha = 5.71^\circ) \leq 30^\circ$$

$$\mu = \mu_1 = \mu_2 = 0,8 ; S_1 = \mu_1 S_k = 0,8 \times 0,17 = 0,139 \text{ KN/m}^2 \implies S = 0,139 \text{ KN/m}^2 ;$$

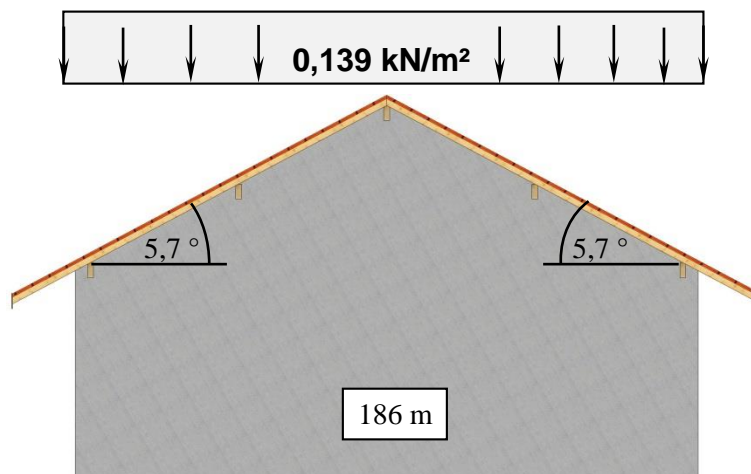


Figure III.2. Toiture à deux versants.

III-5- Etude du vent :

Un ouvrage en construction métallique doit résister aux différents actions horizontales et verticales notamment le vent est souvent prépondérant dans ce cas. L'action du vent est supposée perpendiculaire aux surfaces exposées (parois verticales, toiture) et représentée soit comme une pression soit comme une force.

Le calcul doit être effectuée séparément pour chaque des directions perpendiculaire aux Différentes parois de la construction.

Notre projet présent un hangar a deux versants de forme rectangulaire et symétrique.

Les caractères géométriques de hangar :

- La longueur $L = 72\text{m}$.
- La largeur $b = 18\text{m}$.
- La hauteur des parois verticales $h = 10\text{ m}$.
- La hauteur totale $H = 11\text{m}$.
- La pente des deux versants est égale à $\alpha = 10\%$.

Les deux directions principales du vent :

- Sens V1 : le vent perpendiculaire au pignon.
- Sens V2 : le vent perpendiculaire au long pan

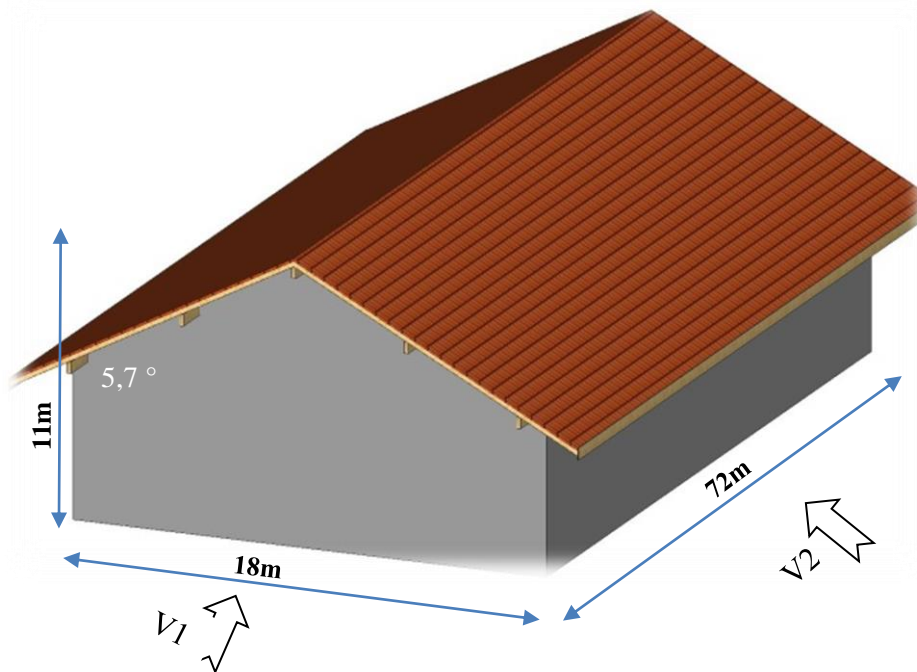


Figure III.3. Les directions principales du vent

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

$$W(z_j) = q_p(z_e) [\times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [\text{N/m}^2] \quad [\text{RNVA2013 Chap. 2, formule 2.6}].$$

Avec :

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

III-5-1- Détermination de la pression dynamique de pointe :

Notre site est se trouve à la commune d'EL-HHARACH willaya d'ALGER la Zone I du vent
 La pression dynamique de référence est donnée selon RNV 2013 à partir de tableau suivant :

Zone	$q_{réf}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau III.3 :La pression dynamique de référence.

Pour notre cas : **Zone I** \implies $q_{réf} = 375$ N/m² ;
 La pression dynamique de pointe est donnée selon RNV 2013 par :

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

Avec : $q_{réf}$: la pression dynamique de référéré (en N/m2).
 C_e : le coefficient d'exposition au vent.
 Z_e : la hauteur de référence (en m).

➤ **Calcul de la hauteur de référence Z_e :**

Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, Z_e est déterminé comme indiqué par la figure 2.1 selon RNVA 2013 :

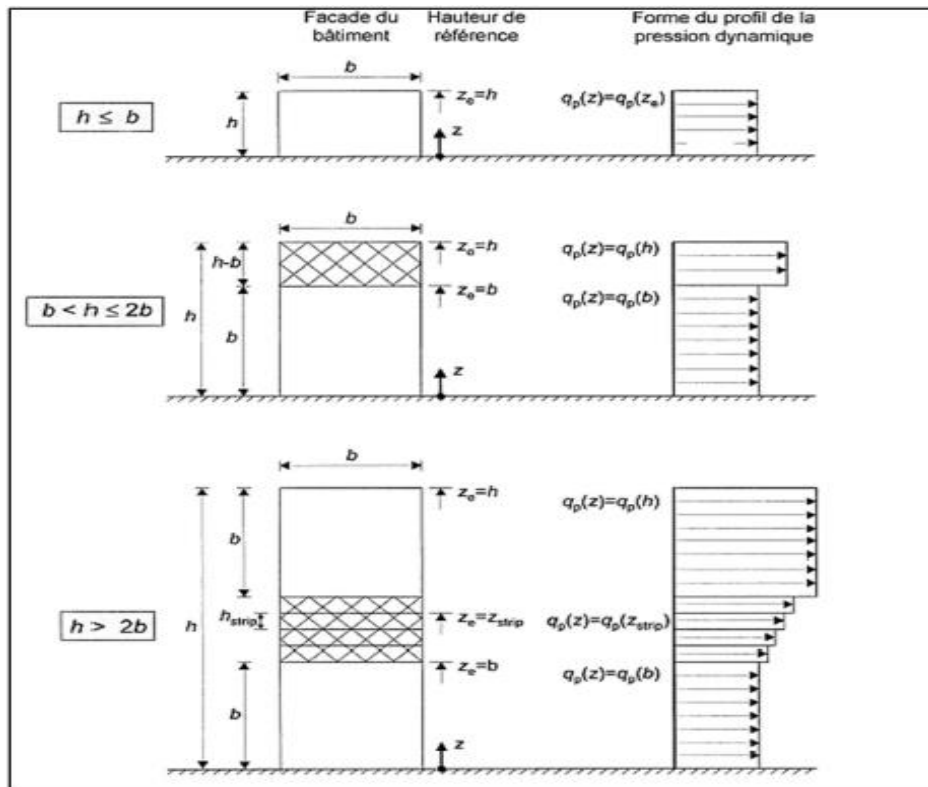


Figure III.4. Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

Notre cas :

La hauteur des parois : $h = 10$ m, la largeur : $b = 18$ m ; on a : $h \leq b$ donc $Z_e = h = 10$ m.

Pour les toitures : Z_e est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments ;

$$Z_e = H = 11 \text{ m.}$$

[RNVA 2013 Chap. 2 article 2.3.2].

III.5.2. Coefficient d'exposition C_e :

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

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

[RNVA 2013 Chap. 2, formule 2.2].

Avec :

C_t : le coefficient de topographie.

C_r : le coefficient de rugosité.

$I_v(z)$: l'intensité de la turbulence.

Z : la hauteur considérée (en m).

III-5-2-1- coefficient de topographie (C_t) :

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

La structure est implantée dans un site plat : $\phi < 0,05$ donc :

$$C_t(z) = 1 ;$$

[Formule 2.4-RNV/2013].

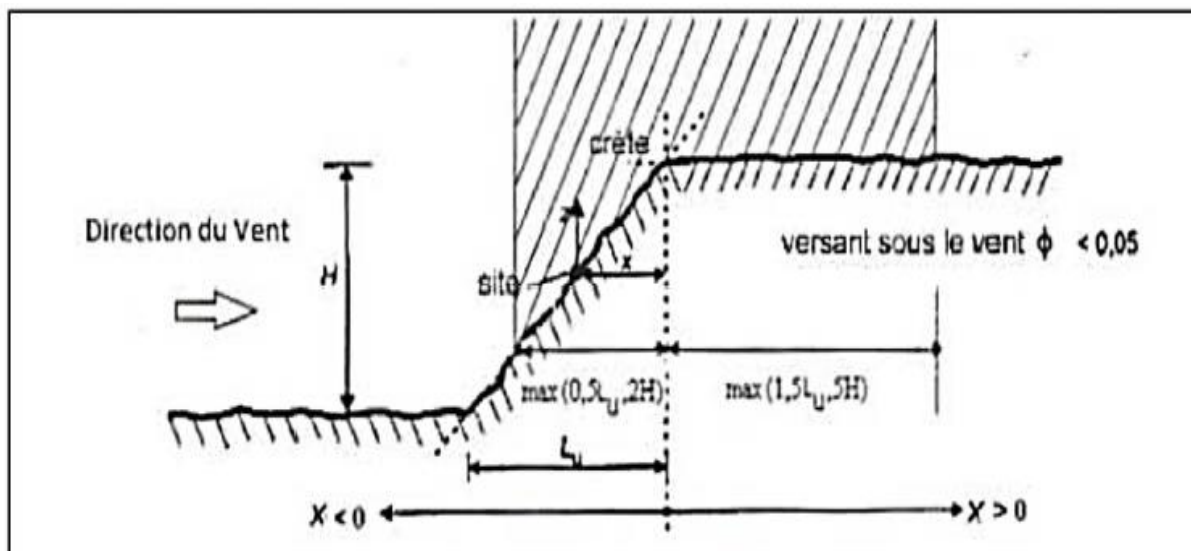


Figure III.5. Paramètres pour la détermination de $C_t(z)$ aux alentours des falaises et escarpements.

III-5-2-2- le coefficient de rugosité C_r :

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est donné par la relation suivante :

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

Avec : Z_0 : paramètre de rugosité (m).

Z_{\min} : hauteur minimale (m).

K_T , Z_0 et Z_{\min} sont donnés dans le tableau suivant en fonction de la catégorie de terrain.

Catégorie de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{\min} (m)	ϵ
III	0.215	0.3	5	0.61

Tableau III.4 :Définition des catégories de terrain.

➤ **Toiture** ($Z = 11\text{m}$) $\implies Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m}$.

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \implies C_r(11) = 0.215 * \ln\left(\frac{11}{0,3}\right) \implies C_r(11) = 0,77 ;$$

➤ **Parois verticales** ($Z=10\text{m}$) $\implies Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m}$.

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \implies C_r(10) = 0.215 * \ln\left(\frac{10}{0,3}\right) \implies C_r(10) = 0,75 ;$$

III-5-2-3- Intensité de turbulence I_v :

Est définie comme étant type de la turbulence divisée par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation :

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } Z > Z_{\min} \quad \text{(a)}$$

[RNVA 2013 Chap2, formule 2.5].

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour } Z < Z_{\min} \quad \text{(b)}$$

➤ **Calcul de $I_v(z)$ pour les parois verticales ($Z=10\text{m}$) $\implies Z > Z_{\min}$:**

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} : \implies I_v(z) = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{10}{0,3}\right)} \implies I_v(z) = 0,28$$

➤ **Calcul de $I_v(z)$ pour la toiture ($Z=11\text{m}$) $\implies Z > Z_{\min}$:**

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} : \implies I_v(z) = \frac{1}{1 * \ln\left(\frac{11}{0,3}\right)} \implies I_v(z) = 0,27$$

III-5-2-4- Calcul de Coefficient d'exposition Ce :

$Ce(z) = Ct^2(z) \times Cr^2(z) \times [1+7 \times Iv(z)] ;$ [RNVA 2013 Chap. 2, formule 2.2]

➤ **Toiture** (Z = 11m) ; $\implies Z_{min} \leq Z \leq 200m \implies Ce = 2,22 ;$

➤ **Parois verticales** (Z = 10m) $\implies Z_{min} \leq Z \leq 200m \implies Ce = 2,225 ;$

D'après la formule de qp on a le tableau suivant que récapitule toutes les résultantes des paramètres nécessaires au calcul ; $q_p(z_e) = q_{réf} \times Ce(z_e)$ [N/m²]

Coefficient	Ze (m)	Ct	Cr	Iv	Ce	q _{réf} (N/m ²)	q _p (ze) (N/m ²)
Toiture	11	1	0,77	0,27	2,22	375	832,5
Parois verticales	10	1	0,75	0,28	2,225	375	834,36

Tableau III.5 : Les valeurs de la pression dynamique.

III-6- Détermination de la pression aérodynamique :

La pression aérodynamique W (zj) agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivant :

$W(zj) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]$ [N/m²] ; [RNVA2013 Chap. 2, formule 2.6]

III-6-1- Calcul du coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont des surfaces chargées de 1m², aux quelles correspondant les coefficients de pression notes

Respectivement C_{pe1} et C_{pe10}.

$$\begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe1} & S &\leq 1m; \\
 C_{pe} &= C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(S) & 1m^2 < S < 10m^2; \\
 C_{pe} &= C_{pe10} & S &\geq 10m^2;
 \end{aligned}$$

Tel que,

S : est la surface chargée de la paroi considérée en m². [RNVA 2013 chap5 article 5.1.]

III-6-1-1- Vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :

a) **Paroi verticale** : On a :

$$\begin{cases}
 b = 18 \text{ m} ; h = 10\text{m} ; d = 72\text{m} \\
 e = \min(b, 2h) = \min(18; 2(10)) = 18\text{m} \\
 d = 72\text{m} > e = 18\text{m}
 \end{cases}$$

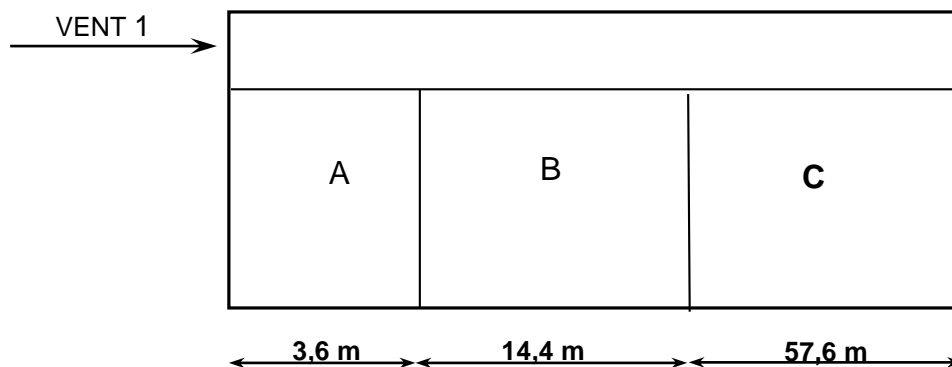


Figure III.6. Légendes pour les parois verticales.

➤ **Calcul des surfaces pour chaque zone :**

Les surfaces des zones A, B, C, D et E sont :

$$S_A = (e/5)*h = 36 \text{ m}^2 ;$$

$$S_B = (e-e/5)*h = 144 \text{ m}^2 ;$$

$$S_C = (d-e)*h = 540 \text{ m}^2 ;$$

$$S_D = (b*h) = S_E = 180 \text{ m}^2.$$

Toutes les surfaces sont supérieures à 10 m² donc : $C_{pe} = C_{pe, 10}$.

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	36	144	540	180	180
C _{pe10}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0,3

Tableau III.6 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V1.

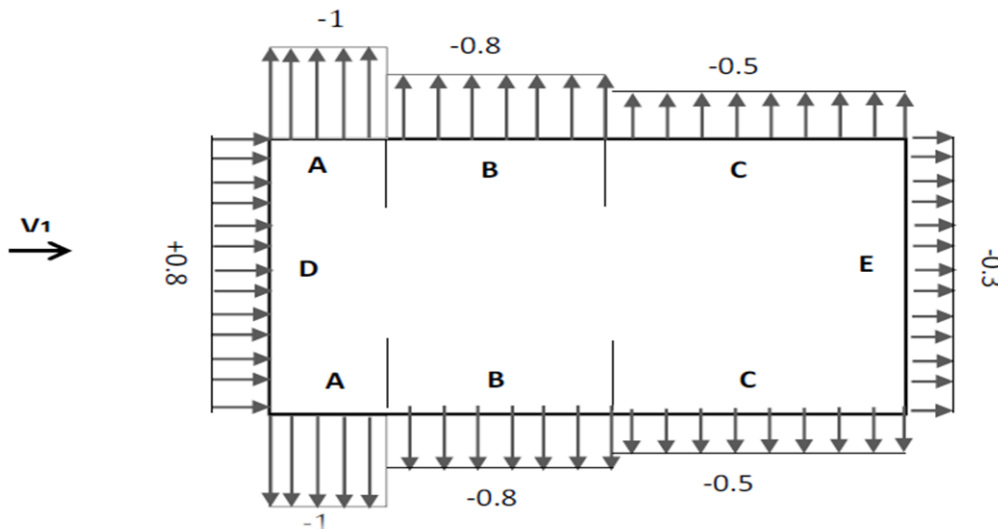


Figure III.7. Répartition des C_{pe10} sur les parois dans le sens V1

b) Calcul de C_{pe} pour la toiture :

La direction du vent est définie par angle θ , notre cas le vent perpendiculaire au pignon le (sens V1) et parallèle au génératrices donc $\theta = 90^\circ$. (Selon RNVA 2013 Chap5, article 5.1.5.1).

Et dans notre cas aussi la toiture est à deux versants avec une pente de 10% ce qui nous donne un angle de $\alpha = 5,7^\circ$; comme la figure 5.4 de RNVA 2013 pour $\theta = 90^\circ$ on définit les différentes zones de pression F, G, H et I sont représentées dans la figure suivante :

$$\begin{cases} b = 18\text{m} ; h = 11\text{m} ; d = 72\text{m} \\ e = \min(b ; 2h) = \min(18 ; 2(11)) = 18\text{m} \end{cases}$$

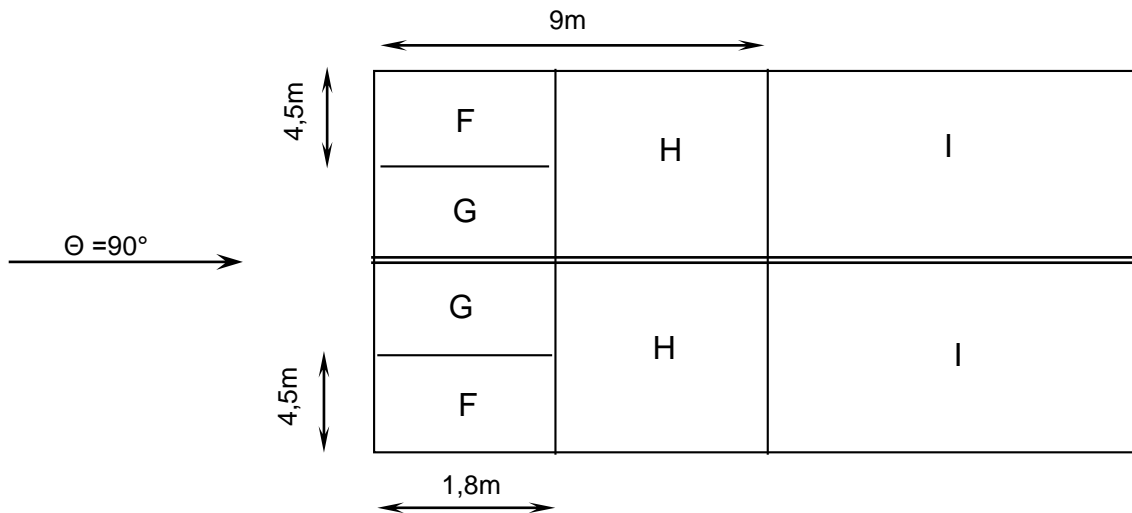


Figure III.8. : La répartition des zones de pression sur la toiture sens V1.

➤ **Calcul des surfaces pour chaque zone :**

Les surfaces des zones F, G, H, J et I sont :

$$S_F = e/10 * e/4 = 8,1 \text{ m}^2;$$

$$S_G = (e/10) * (b/2 - e/4) = 8,1 \text{ m}^2;$$

$$S_H = b/2 * (e/2 - e/10) = 64,8 \text{ m}^2;$$

$$S_I = (d - e/2) * b/2 = 567 \text{ m}^2;$$

Les surface **H, I** des zones de pression de la toiture sont supérieure à 10m², donc **C_{pe} = C_{pe,10}**
 les surface **F et G** des zones de pression de la toiture est :

$$1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2 \quad \text{donc:} \quad C_{Pe} = C_{Pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$$

Les valeurs de C_{pe} sont déterminées par une interpolation linéaire entre les deux valeurs de même signe pour $\alpha = 5^\circ$ et $\alpha = 15^\circ$ tirées du tableau 5.4 RNVA2013 ($\theta = 90^\circ$).

Par interpolation on a : $C_{pe}(5,710^\circ) = C_{pe}(5^\circ) + \left[\frac{5,710 - 5}{15 - 5} \times (C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ)) \right]$

Le tableau suivant donne les valeurs de C_{pe} de chaque zone :

Zone	F	G	H	I
Surface (m ²)	8.1	8.1	64.8	567
C _{pe} (5°)	-1.65	-1.36	-0.6	-0.6
C _{pe} (15°)	-1.36	-1.36	-0.7	-0.6
C _{pe} (5,710°)	-1.62	-1.36	-0.60	-0.6

Tableau III.7 :Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens V1.

III-6-1-2- Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2) :

a) Calcul de C_{pe} pour les parois verticales :

D'après la figure 5.1 de RNVA 2013 on divise les parois comme suit :

Pour le sens V2 : $d = 18 \text{ m}; \quad b = 72 \text{ m}; \quad h = 10 \text{ m}$
 $e = \min [b; 2h] \implies e = \min [72; 20] \implies e = 20\text{m} \implies d \leq e; \implies e/5 = 4 \text{ m}$

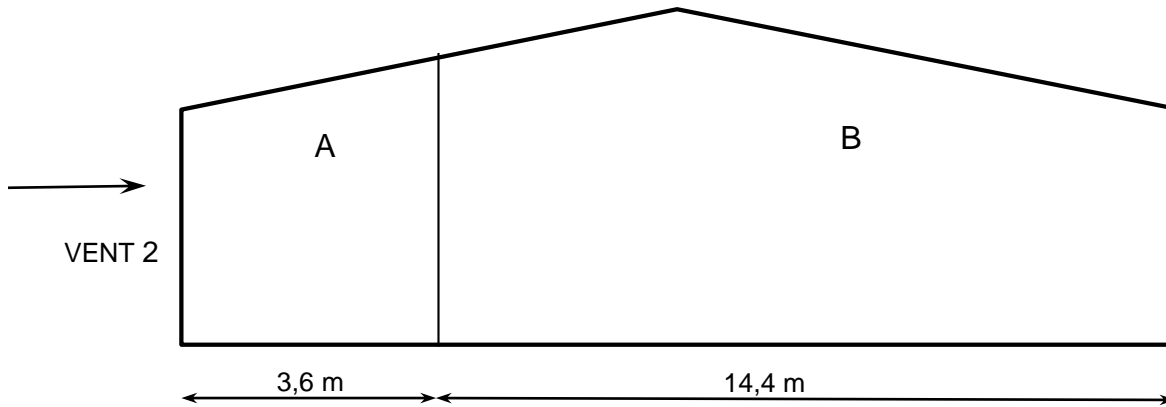


Figure. III .9. Légende pour parois vertical (vue en élévation).

➤ **Calcul des surfaces pour chaque zone :**

$S_A = (e/5) \times h = 40 \text{ m}^2$; $S_B = (d-e/5) \times h = 140 \text{ m}^2$; $S_D = (b \times h) = S_E = 720 \text{ m}^2$;

On voit que toutes les surfaces supérieures à 10 m^2 , donc $C_{pe} = C_{pe,10}$ pour chaque zone.

Suivant le tableau 5.1 de RNVA 2013 on détermine les valeurs de C_{pe} correspondant :

Zone	A'	B'	D	E
surfaces (m ²)	40	140	720	720
C_{pe}	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau III.8 : Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales cas de vent dans le sens V2.

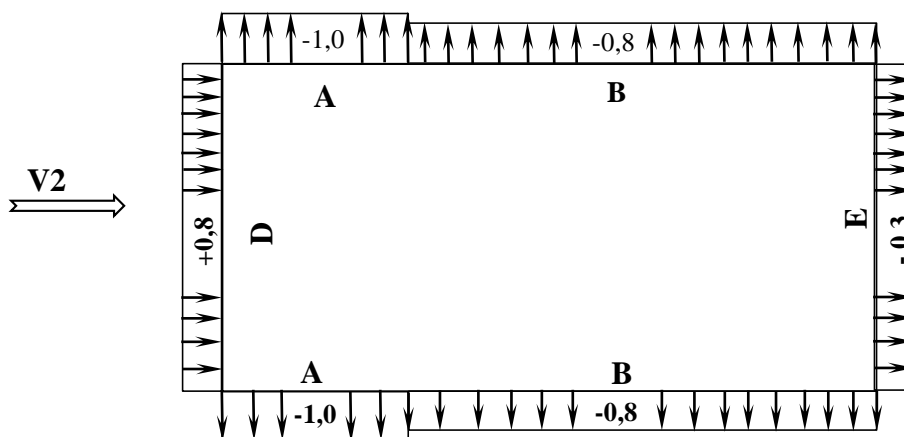


Figure III.10. : Les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V2.

b) Calcul de C_{pe} pour la toiture cas de sens V2 :

La direction du vent est définie par angle θ , notre cas le vent perpendiculaire au long pan le (sens V2) et perpendiculaire aussi au génératrices donc $\theta = 0^\circ$.

Et notre toiture elle est à deux versants avec une pente de **10%** ce qui nous donne un angle de $\alpha = 5,710^\circ$; comme la figure 5.4 de RNVA 2013 pour $\theta = 0^\circ$ on définit les différentes zones de pression F, G, H, I et J sont représentées sur la figure suivante :

Avec : $h=11\text{ m}$; $b = 72\text{ m}$; $d = 18\text{ m}$; $e = \min [b ; 2h] = \min [72 ; 22] \Rightarrow e = 22\text{ m} \Rightarrow \frac{e}{4} = 5,5\text{ m}$

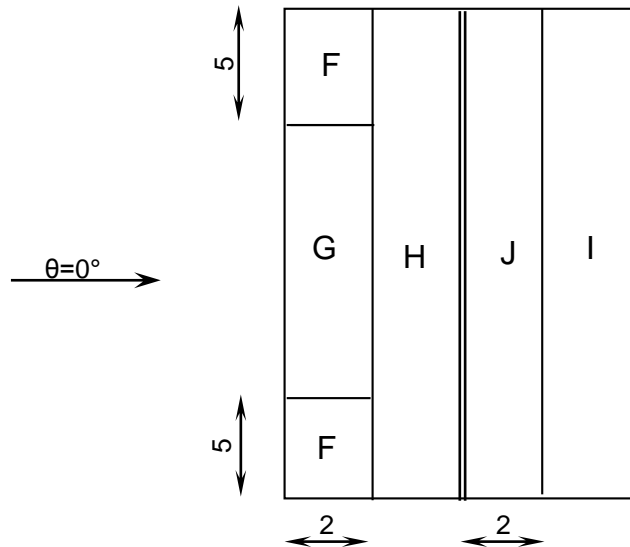


Figure III.11. La répartition des zones de pression sur la toiture dans le sens V2.

➤ **Calcul des surfaces et des coefficients C_{pe} correspondent à chaque zone**

$$S_F = e/10 \times e/4 = 12,1 \text{ m}^2$$

$$S_G = (e/10) \times b - (2 e/4) = 134,2 \text{ m}^2$$

$$S_H = ((d /2) - (e /10) \times d) = S_I = 489,6 \text{ m}^2$$

$$S_J = e/10 \times b = 158,4 \text{ m}^2$$

La surface de chaque zone est $> 10\text{m}^2$ donc : $C_{pe} = C_{pe, 10}$

$$C_{pe} (5,710^\circ) = C_{pe} (5^\circ) + \left[\frac{5,710-5}{15-5} \times (C_{pe} (15^\circ) - C_{pe} (5^\circ)) \right]$$

Zone	F	G	H	I	J
surfaces (m ²)	12,1	134,2	489,6	489,6	158,4
$C_{pe10} (5^\circ)$	-1.7	-1.2	-0.6	-0.6	-0.6
$C_{pe10} (15^\circ)$	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1
$C_{pe10} (5,710^\circ)$	-1.64	-1.17	-0.57	-0.58	-0.62

Tableau III.9 : Les valeurs des C_{pe} sur la toiture dans le sens V2.

III-6-2- Calcul du coefficient de pression intérieure C_{pi} :

III-6-2-1- Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la figure 5.14 de RNVA 2013 avec (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et

μ_p l'indice de perméabilité donne par :
$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} \text{ est négatif ou égal à } 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

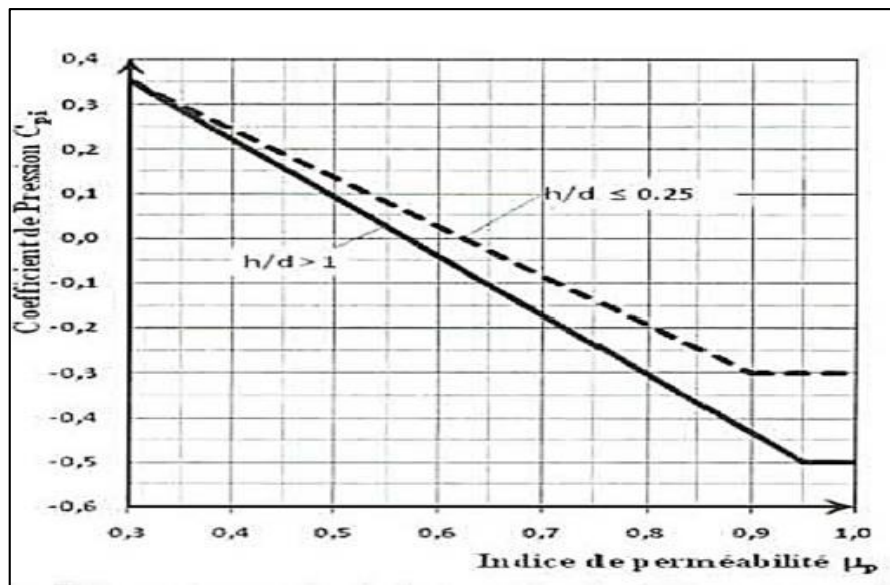


Figure III.12 : coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante.

Surface totale des ouvertures :

$$[3 \times (5.70 \times 5.9)] + [2 \times (5.70 \times 5.95)] \implies S_T = 163.419 \text{ m}^2 ;$$

Ouverture Pignon :

Un Porte pour chaque pignon de dimensionne $(5.70 \times 5.59) \text{ m}^2$;

➤ **Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :**

Dans ce cas le vent perpendiculaire au pignon le rapport $h/d = 11/72 = 0.15$ on utilise les valeurs de C_{pi} correspondant a $(h/d \leq 0.25)$ de la figure 5.14 de RNVA 2013 :

$$\mu_p = \frac{2 \times (5.70 \times 5.95)}{163.419} \implies \mu_p = 0.41 \implies C_{pi} = \mathbf{0.22} ;$$

Ouverture long pan : 03 porte pour un seule long pan de de dimensionne $(5.70 \times 5.59) \text{ m}^2$

➤ **Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2) :**

Dans ce cas le vent perpendiculaire au long pan le rapport $h/d = 11/18 = 0.61 \implies$ le rapport (h/d) comprise entre $(h/d = 0.25)$ et $(h/d = 1)$ on utilise l'interpolation linéaire pour déterminer les valeurs de C_{pi} selon la Note de figure 5.14 de RNVA 2013

$$\mu_p = \frac{3 \times (5.70 \times 5.95)}{163.419} \implies \mu_p = 0.62 \implies C_{pi} = \mathbf{-0.04} ;$$

Avec interpolation :

$$C_{pi}=0.0+\frac{-0.09-0.0}{1-0.25} (0.62-0.25)$$

III-6-3- Calcul de la pression aérodynamique :

Les tableaux suivants affichent toutes les résultats du projet somme suit :

➤ **Vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :**

a) **Parois verticales :**

ZONE	Surface (m ²)	q _p (ze)	C _{pe}	C _{pi}	W (z _j) (KN/m ²)
A	36	834.36	-1	-0.22	-0,651
B	144	834.36	-0.8	-0.22	-0,484
C	540	834.36	-0.5	-0.22	-0,234
D	180	834.36	+0.8	-0.22	0,851
E	180	834.36	-0.3	-0.22	-0,067

Tableau III.10 : Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V1.

b) **Toiture :**

ZONE	Surface (m ²)	q _p (ze)	C _{pe}	C _{pi}	W (z _j) (KN/m ²)
F	8.1	834,36	-1.62	-0.22	-1,168
G	8.1	834,36	-1.36	-0.22	-0,951
H	64.8	834,36	-0.60	-0.22	-0,317
I	567	834,36	-0.6	-0.22	-0,317

Tableau III.11 : Valeurs de la pression aérodynamique des toitures selon V1

➤ **Vent perpendiculaire au long pan(sens V2) :**

a) **Parois verticales :**

ZONE	Surface (m2)	q _p (ze)	C _{pe}	C _{pi}	W (z _j) (KN/m ²)
A	40	832,5	-1.0	-0.04	-0,799
B	140	832,5	-0.8	-0.04	-0,633
D	720	832,5	+0.8	-0.04	0,699
E	720	832,5	-0.3	-0.04	-0,216

Tableau III.13 : Valeurs de la pression aérodynamique des parois verticales selon V2

b) **Toiture :**

ZONE	Surface (m2)	q _p (ze)	C _{pe}	C _{pi}	W (z _j) (KN/m ²)
F	12,1	832,5	-1.64	-0.04	-1,332
G	134,2	832,5	-1.17	-0.04	-0,941
H	489,6	832,5	-0.57	-0.04	-0,441
I	489,6	832,5	-0.58	-0.04	-0,450
J	158,4	832,5	-0.62	-0.04	-0,483

Tableau III.14 : Valeurs de la pression aérodynamique de la toiture selon V2.

Tous les résultats de la charge due au vent sont affichés en **KN/m²** aux croquets suivant :

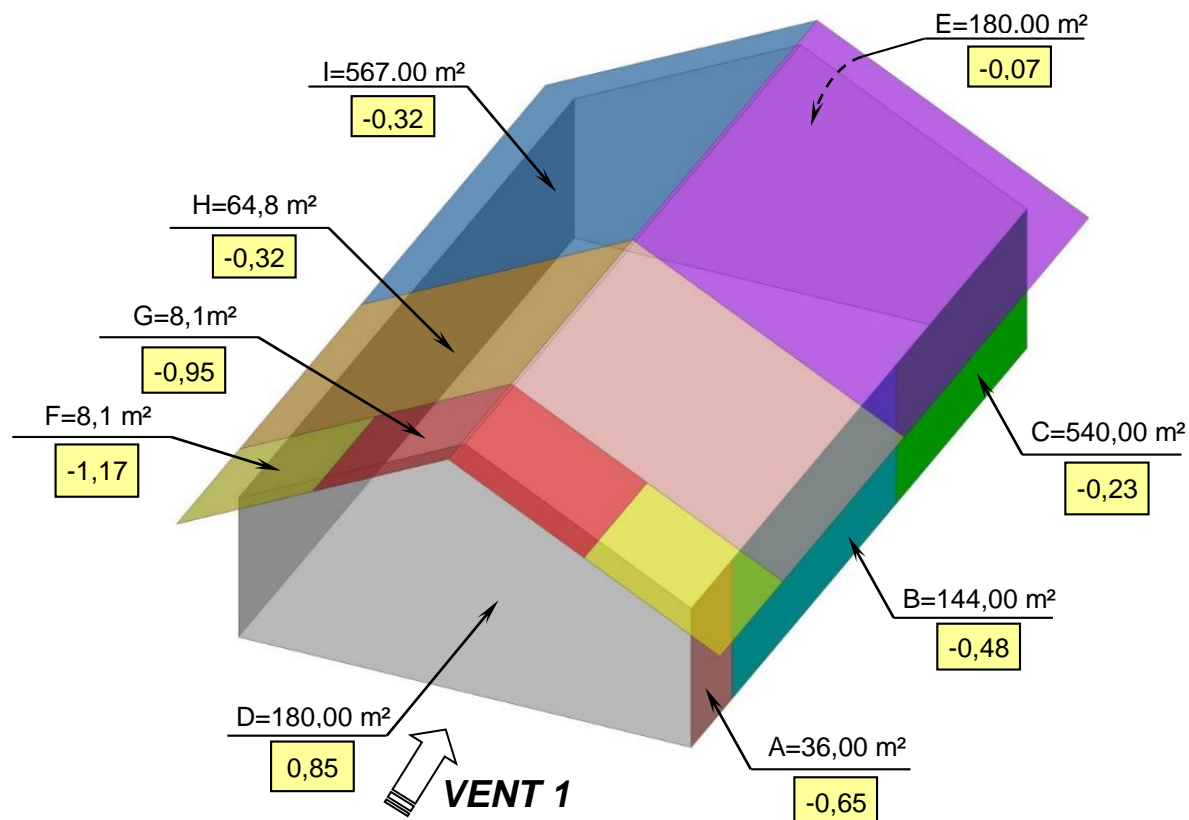


Figure III.14 : la répartition de la pression aérodynamique sur la Str, cas de V1.

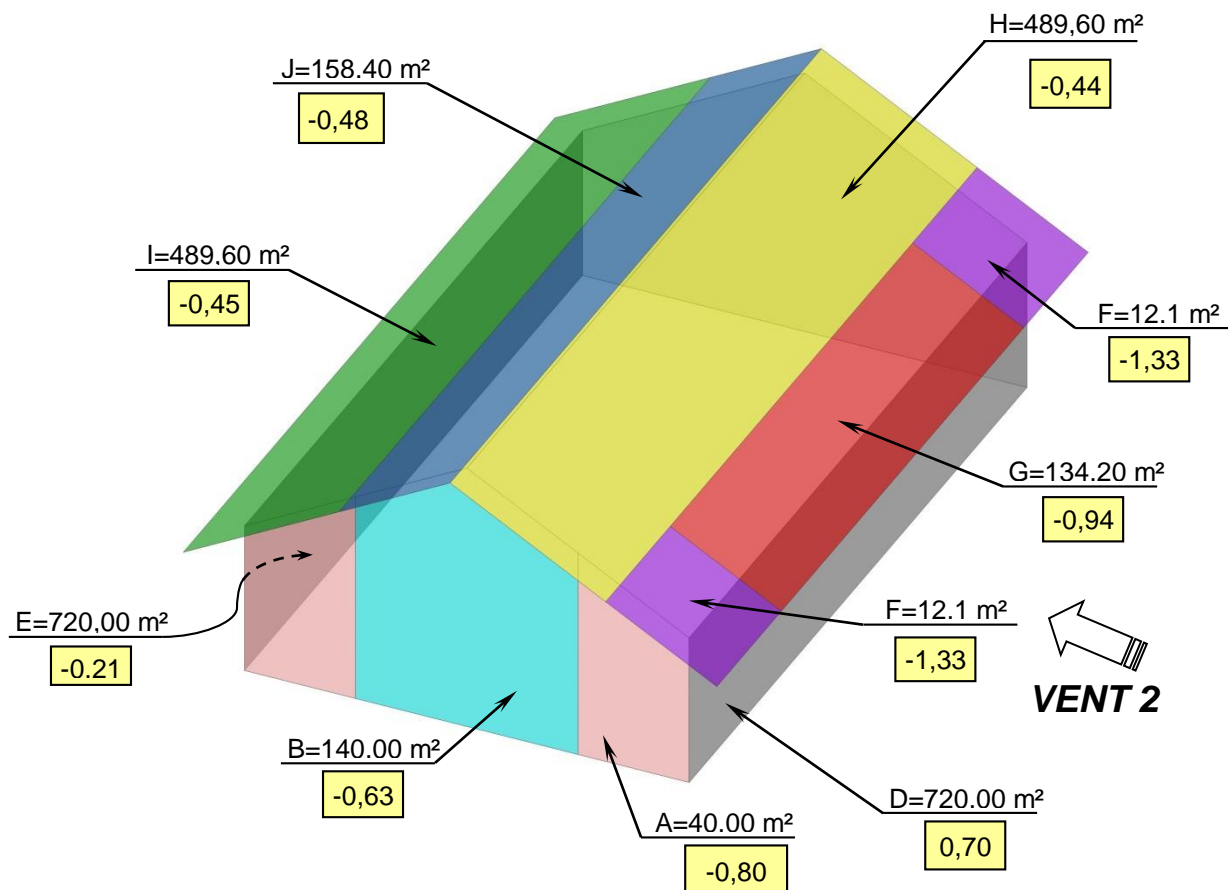


Figure III.15 : la répartition de la pression aérodynamique sur la Str, cas de V2.

III-7- Force de frottement :

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles vérifier la contions des surface selon l'article 2.6.3 RNV2013, soit l'air totale des surface parallèle ou faiblement incliné par rapport au direction du vent est supérieur ou égale au 4 fois de l'air totale des surfaces perpendiculaires au vent donc on vérifie que :

$$\sum S_{// \text{ au vent}} = d * h * 2 = 72 * 10 * 2 = 1440\text{m}^2 ;$$

$$\sum S_{\perp \text{ au vent}} = 10 + 90 * 2 * 2 = 400 \text{ m}^2 ;$$

$$\sum S_{// \text{ au vent}} = 1440\text{m}^2 \leq 4 * \sum S_{\perp \text{ au vent}} = 4 * 400 = 1600 \text{ m}^2 ;$$

Donc la force de frottement est négligeable.

III-8-Combinisons des charges :

Les divers types d'actions envisagés n'agissent pas seuls (sauf éventuellement les charges permanentes). Il va donc falloir envisager toutes les combinaisons d'actions possibles ; on ne prendra en compte que celles qui ont une grande probabilité de se réaliser. Dans les combinaisons chaque action est affectée des coefficients ψ et γ_F adéquats. On détermine ainsi la (ou les) combinaison(s) les plus défavorables pour la structure ou l'élément de structure considéré.

On va distinguer différentes situations de projet :

- Situations durables : conditions normales d'exploitation de la structure ;
- Situations transitoires : pendant des travaux de construction ou de réparation, par exemple ;
- Situations accidentelles.

III-8-1- Etats limites ultimes :

Les combinaisons vont faire intervenir les actions permanentes, seules ou avec des actions variables. La première action variable intervenant sera dite action dominante, les autres actions variables intervenant éventuellement en plus sont appelées actions d'accompagnement. Lorsque l'action dominante n'est pas évidente, il convient de considérer que chaque action variable est, à son tour, l'EC01 est nous donné le tableau suivant pour l'ELU qui explique les para maitres variable pour chaque cas.

Situation de projet	Actions permanentes G_d	Actions variables indépendantes Q_d		Actions accidentelles et sismiques A_d
		Dominantes	Autres	
Durable et transitoire (P/T)	$\gamma_G G_k$	$\gamma_{Q1} Q_{k1}$	$\gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}$	
Accidentelle (A)	$\gamma_{GA} G_k$	$\psi_{11} Q_{k1}$	$\psi_{2i} Q_{ki}$	$\gamma_A A_k$ ou A_d
Sismique	G_k		$\psi_{2i} Q_{ki}$	$\gamma_I A_{Ed}$

Tableau III.15 : Coefficients partiels pour les états limites ultimes pour les bâtiments.

Cas	Action	Symbole	Situation	
			P/T	A
Cas A Perte d'équilibre statique ; résistance du matériau structural ou du sol non significative	Actions permanentes : (Poids propre des éléments structuraux et non structuraux, actions permanentes causés par le sol, l'eau souterraine et la nappe libre.)			
	• Défavorables	γ_{Gsup}	1,10	1,00
	• favorables	γ_{Ginf}	0,90	1,00
	Actions variables			
Cas B Défaillance de la structure ou d'éléments structuraux, y compris ceux des semelles, pieux, murs de soubassement due à un manque de résistance du matériau structural	• défavorables	γ_{Gsup}	1,35	1,00
	• favorables	γ_{Ginf}	1,00	1,00
	Actions variables			
	• défavorables	γ_Q	1,50	1,00
Cas C Défaillance du sol	Actions accidentelles	γ_A		1,00
	Actions permanentes : • défavorables	γ_{Gsup}	1,00	1,00
	• favorables	γ_{Ginf}	1,00	1,00
	Actions variables • défavorables	γ_Q	1,30	1,00
	Actions accidentelles	γ_A		1,00

P-situation durable ; T-Situation temporaire ; A Situation accidentelle

Tableau III.16 : Coefficients partiels pour les états limites ultimes pour les bâtiments

Actions permanentes G	Actions dominante $\gamma_{Q1}Q$	variables Q d'accompagnement $\gamma_{Qi}\psi_{0i}Q$
1,35 G si défavorable ou G si favorable	1,5 Q	0 ou $1,5*0,6*W$ ou $1,5*0,6*S_x$ ou $1,5*0,6*(W+S_x)$
	1,5 W	0 ou $1,5*0,7*Q$ ou $1,5*0,6*S_x$ ou $1,5*0,7*Q+1,5*0,6*S_x$
	1,5 Sx	0 ou $1,5*0,7*Q$ ou $1,5*0,6*W$ ou $1,5*0,7*Q+1,5*0,6*W$

Tableau III.17: Combinaisons possibles dans le Cas B (P/T) lorsque interviennent, sur un bâtiment d'habitation

III-8-2- Etats limitent de service :

Les combinaisons vont faire intervenir les actions permanentes, seules ou avec des actions variables. La première action variable intervenant sera dite action dominante, les autres actions variables intervenant éventuellement en plus sont appelées actions d'accompagnement. Lorsque l'action dominante n'est pas

évidente, il convient de considérer que chaque action variable est, à son tour, l'action dominante, l'EC01 est nous donné le tableau suivant pour l'ELS qui explique les para maitres variable pour chaque cas.

Combinaison	Actions permanentes G_d	Actions variables Q_d	
		Dominantes	Autres
Caractéristique	G_k	Q_{k1}	$\psi_{0i}Q_{ki}$
Fréquente	G_k	$\psi_{1i}Q_{k1}$	$\psi_{2i}Q_{ki}$
Quasi permanente	G_k	$\psi_{2i}Q_{k1}$	$\psi_{2i}Q_{ki}$

Actions permanentes G	Actions dominante Q_{k1}	variables Q d'accompagnement $\psi_{0i} \gamma_{Q1} Q_{ki}$
G	Q	0 ou $0,6*W$ ou $0,6*S_x$ ou $0,6*(W+S_x)$
G	W	0 ou $0,7*Q$ ou $0,6*S_x$ ou $0,7*Q+0,6*S_x$
G	S_x	0 ou $0,7*Q$ ou $0,6*W$ ou $0,7*Q+0,6*W$

Tableau III.18: Valeurs de calcul des actions à utiliser pour les combinaisons d'actions ELS

Pour notre projet on a les tableaux suivant qui étaient programmées par Excel qui calcule toutes les combinaisons possibles pour chaque élément :

N°	COMBINISIONS	q_{ELU} (KN/m)
1	$1.35G + 1.5Q + 0.9W1$	0,00
2	$1.35G + 1.5Q + 0.9W2$	0,00
3	$1.35G + 1.5Q + 0.9S$	0,00
4	$1.35G + 1.5Q + 0.9 (W1+S)$	0,00
5	$1.35G + 1.5Q + 0.9 (W2+S)$	0,00
6	$1.35G + 1.5W1 + 1.05Q$	0,00
7	$1.35G + 1.5W1 + 1.05S$	0,00
8	$1.35G + 1.5W1 + 1.05Q+0.9S$	0,00
9	$1.35G + 1.5W2 + 1.05Q$	0,00
10	$1.35G + 1.5W2 + 1.05S$	0,00
11	$1.35G + 1.5W2 + 1.05Q+0.9S$	0,00
10	$1.35G + 1.5S + 0.6W1$	0,00
11	$1.35G + 1.5S + 0.6W2$	0,00
12	$1.35G + 1.5S + 1.05Q+0.9W1$	0,00
13	$1.35G + 1.5S + 1.05Q+0.9W2$	0,00

N°	COMBINISIONS	q_{ELS} (KN/m)
1	$G+Q+0.6W1$	0
2	$G+Q+0.6W2$	0
3	$G+Q+0.6S$	0
4	$G+Q+0.6(S+W1)$	0
5	$G+Q+0.6(S+W2)$	0
6	$G+W1+0.7Q$	0
7	$G+W2+0.7Q$	0
8	$G+S+0.7Q$	0
9	$G+S+0.6W1$	0
10	$G+S+0.6W2$	0

$q_{ELS MAX}$ (KN/m)	0
--	----------

$q_{ELU MAX}$ (KN/m)	0,00
--	-------------

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV-1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre produit des dégâts destructifs au niveau de la construction et par conséquent la vie humaine. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels. Pour cela l'application de règle parasismique actuelle "RPA99 version2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sismiques en Algérie sauf la zone 0. D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

IV-2 Critères de classification par le RPA99 version2003 :

IV-2-1 Classification des zones sismique :

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 élevé.

IV-2-2 Classification de l'ouvrage :

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment : El-Harrach se situe dans une zone de sismicité élevé **ZONE III**.

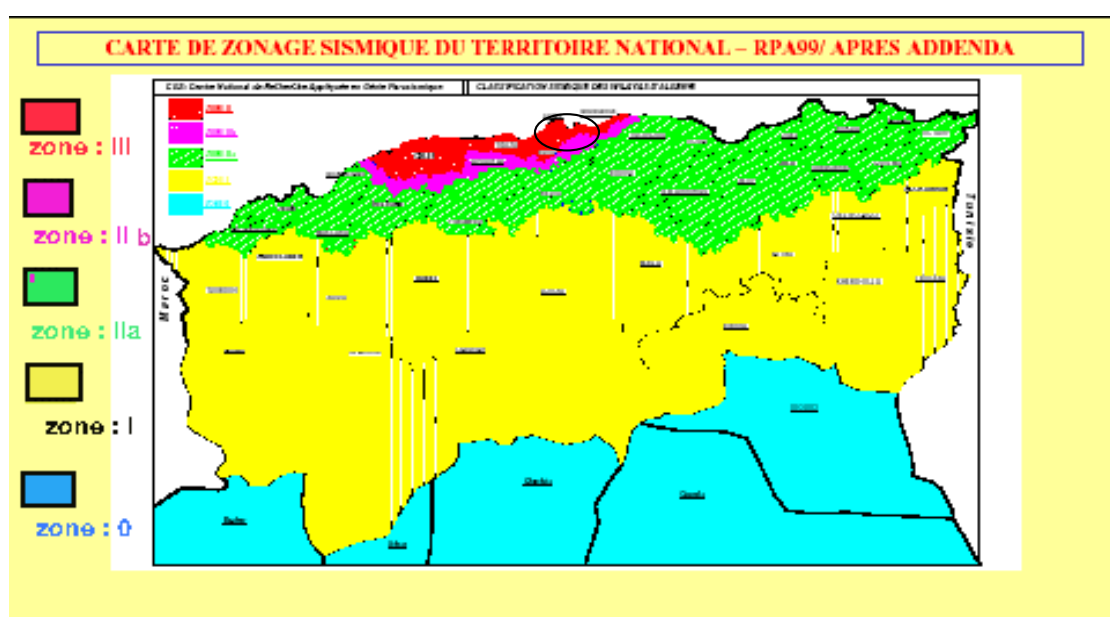


Figure IV.1. Zone sismique du projet.

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrage de faible importance.

Notre ouvrage représente une usine de production à usage administratif, il est considéré comme ouvrage de faible importance 3.

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol de catégorie S3.

IV-3 choix de la méthode de calcul :

Pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente il faut que :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, (article 3.5 [2]) avec une hauteur au plus égal à 65m en zones I,II et à 30m en zone III, (article 4.1.2 [2]).

Dans notre cas la méthode statique équivalente est applicable selon RPA99 V2003 prescrites au chapitre VIII, (article 8.1 [3]).

Le dimensionnement des éléments se fait par les combinaisons du vent par ce que ce sont les plus défavorables d'après le chapitre VIII, (article 8.1 [2]).

Conclusion : le calcul sismique se fera par la méthode statique équivalente du fait que notre bâtiment répond aux critères exigés par le RPA99/2003.

IV-4 Calcul des charges sismiques (E) au site :

Les paramètres de calcul de l'action sismique selon DTR C 2.48 sont les suivants :

- zone sismique III ;
- accélération du sol= 0.18g ;
- classe du sol S3 ;
- catégorie d'importance 3 ;

Groupe d'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau IV.1 : d'accélération du sol.

IV-4-1 Caractéristiques du bâtiment :**IV-4-1-1 Coefficient de comportement :**

Dans notre cas le coefficient de comportement est considéré comme égal à 4 (R=4) du tableau suivant :

B	Acier	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2

Tableau IV.2 : coefficient de comportement.

IV-4-1-2 Facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q=1+\Sigma Pq$;

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4. 3.

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 IV.3: facteur de qualité de la structure.

Dans ce cas, est prise en compte les points 5 et 6.

Dans le cas présent : $Q = 1 + \sum Pq = 1,15$.

IV-4-1-3 Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le facteur d'amplification dynamique moyen, c'est un coefficient en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (II) et de la période fondamentale de la structure (2,5), ce facteur est donné par la formule suivante selon RPA v.2003 :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

IV-4-1-3-1 Calcul du facteur de correction d'amortissement :

Ce facteur est donné par la formule suivante selon RPA v.2003 : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

Du Tableau on prend : $\xi = 4\%$; donc $\eta = 1.08 > 0.7$

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV.4: facteur d'amortissement ξ .

IV-4-1-3-2 Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le coefficient de la période est donne par la formule suivante selon RPA v.2003 :

$$T = C_T * H^{3/4}$$

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

Tableau IV.5 : Le tableau de coefficient C_T .

Notre bâtiment est contreventé par un système de stabilité à portique auto stables en acier, donc à partie du tableau :

$$C_T = 0.085.$$

H : c'est la hauteur de bâtiment ; **H = 11m.**

La période fondamentale de la structure : **T = 0.513s.**

Le sol est de S3 donc la période caractéristiques associier de la structure : **T2 = 0.5s du tableau**

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 IV.6 : Les périodes caractéristiques associées de la structure.

$$T = 0.513s > 0,3s ; \quad \text{donc} \quad D = 2,5\eta * (T2/3)^{2/3} * (3/T)^{5/3}$$

$$D = 2,5(1,08) * (0,7/3)^{2/3} * (3/0,513)^{5/3} ; \quad D = 29,82$$

IV-4-4 Les masses sismiques :

W_{Gi} c'est la masse sismique associé à 100% de charges permanentes (D).

W_{Qi} c'est la masse sismique associé à 60% de charge d'exploitation sur le toit (neige + poussière).

W est égal à la somme des poids W_i, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (4-5)$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : charges d'exploitation
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

Coefficient de pondération est donné selon RPA V.2003 par le tableau suivant :

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30
3	Entrepôts, hangars	0,40
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Tbleau IV.7 : Valeur du coefficient de pondération β .

Notre batiment c'est le cas 3 donc $\beta = 0.4$.

La masse sismique associée à 100% de charges permanentes est donnée par le tableau des masses à partir de logiciel ROBOT par la figure suivante :

Cas 1	PP					
Somme totale	-0,00	0,00	132,27	-0,12	0,02	0,00
Somme réactions	-0,00	0,00	132,27	1282,71	-3984,30	0,00
Somme efforts	-0,00	-0,00	-132,27	-1282,71	3984,30	-0,00

Tableau IV.8 : des masses de la structure.

$$W_{Gi} = g_0 + g_1 \sim 132.270 \text{ kg.}$$

La masse sismique associée à 60% de charge d'exploitation sur le toit (neige + poussière) :

$$W_{Qi} = \text{snow} + \text{live} \sim 2.500 \text{ kg.}$$

$$W = 132.270 + 0,4 * (2.500) = 142.270 \text{ kg.}$$

IV-4-5 Actions sismiques :

La force sismique totale V , doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = (A \times D \times Q \times W) / R \quad (\S 4.2.3.)$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (0,18).

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (II) et de la période fondamentale de la structure (2,5).

Q : Facteur de qualité (1,15).

W : masse sismique ($\sim 132.270 \text{ kg}$).

Coefficient de comportement (4).

$$V = (A \times D \times Q \times W) / R = 219.550 \text{ kg.}$$

On représente les schémas pour la force sismique en $+X$ et $+Y$. Les conditions similaires s'exercent pour la force sismique en $-X$ et en $-Y$.

IV-4-5-1 Force sismique $+x$:

$$V \sim 219.550 \text{ kg} \rightarrow V_x = 219.550 \text{ kg} / 2 = 109.775 \text{ kg.}$$

IV-4-5-2 Force sismique $+y$:

$$V \sim 219.550 \text{ kg} \rightarrow V_y = 219.550 \text{ kg} / 5 = 43.91 \text{ kg.}$$

IV-5 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons évalué par la méthode statique équivalente proposée par le règlement parasismique Algérien, la valeur de l'action sismique à la base de la structure de notre projet pour permettre à la fin de la comparer avec l'action du vent agissant sur la même structure pour conclure à la fin que l'action du vent est la plus défavorable (d'après le calcul effectué au chapitre VIII, (article 8.1 [2]) ; et que l'action du vent est la seule action horizontale qui doit être prise en compte lors de dimensionnement de la structure.

CHAPITRE V :

ETUDE DU PONT ROULANT

V-1 Introduction

Le levage et déplacement des objets lourds dans un atelier de la fabrication de la charpente métallique nécessite souvent l'emploi des engins spéciaux de manutention ou de levage, parmi ces derniers il y a les ponts roulants.

Dans ce chapitre on va présenter ces appareils de levage ainsi que la méthode de calcul des charges due aux ces machines, notre projet nécessite une portée de 16m qui abrite un pont roulant de 5T de capacité circule sur le long d'une voie de course de 72m.

Les poutres de roulement sont des poutres de 6m de travée qui s'appuient sur des consoles soudées aux poteaux des portiques.

V-2 Qu'est-ce que un pont roulant :

Le pont roulant est un appareil de levage mobile qui circule sur des voies de roulements. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace transversalement à la voie principale et un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge grâce à des câbles attachés aux moteurs électriques.

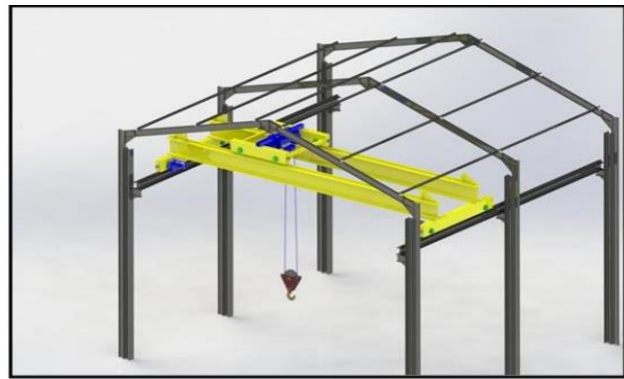


Figure V.1 : Pont roulant.

Il y a des différents types de ces appareils de levages soit par rapport aux formes ou bien

aux capacités et ces types ont des caractéristiques fixes liés à chaque machine, donc on trouve des ponts roulants portique, semi portique, et à poutre, chaque un de ces dernies à des informations identificatrices sont fournies par le constructeur, pour notre projet on va utiliser un pont roulant à poutre comme monter la figure.

V-3 Eléments constitutifs du pont roulant :

- **Ossature** : c'est l'ensemble de charpente il contient les éléments suivants : Poutres principales (passerelle plus garde-corps) et Sommier.
- **Chariot** : c'est l'ensemble auquel est suspendu le mécanisme de préention, il contient les éléments suivants : Galet de roulement ; Tambour ; Moteur de levage ; Moteur de direction ; Moufle.
- **Chemin de roulement** : un chemin ou la voie de roulement est la structure porteuse de l'engin de levage, constituée d'une ou deux poutres de roulement et ses supports. Il est supporté par une console qui sollicitée par les efforts suivant :
 - Le poids propre de la poutre de roulement et du rail.
 - Les actions verticales et horizontales des galets du pont roulon.
 - Le poids propre de la console elle-même.
- **La poutre de roulement** : la poutre de roulement est l'élément porteur longitudinal de la voie (profilé laminé, poutre composée à âme pleine, poutre treillis), les poutres deroulement sont des poutres simples ou continues. Leurs appuis sont constitués par corbeaux fixés sur les montants de cadres de halle.

V-4 Différents mouvements possibles :

- **Mouvement de levage** : mouvement vertical du crochet ou des accessoires de levage (avec ou sans charge) selon l'axe (OY).
- **Mouvement de direction** : déplacement du chariot par rapport à l'ossature du pont selon l'axe (OX).
- **Mouvement de translation** : déplacement de l'ensemble, de l'appareil sur le chemin de roulement selon l'axe (OZ).
- **Orientation** : rotation autour de l'axe (Oy).

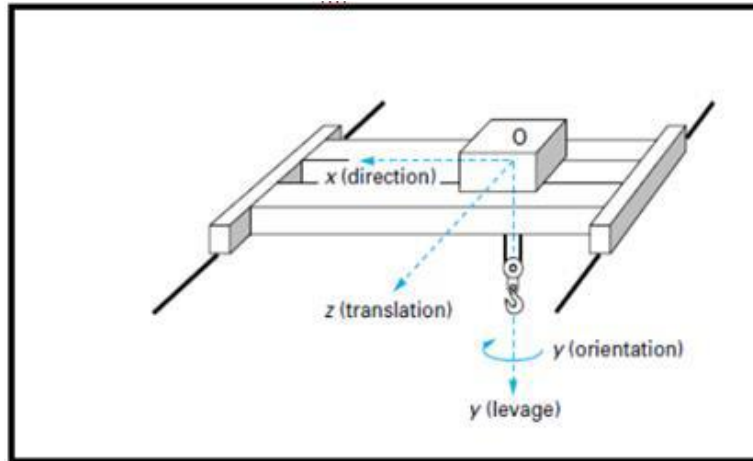


Figure V.3 : Différents mouvements d'un pont roulant.

V-5 les types des ponts roulants à poutre:

Il y a des différents critères pour cette typologie d'un pont roulant à poutre donc on divise les ponts par rapport :

- aux nombre des poutres: on trouve des ponts mono poutre, bipoutres et multi poutres.
- à la forme des poutres: on trouve des ponts à poutre caissons, des poutres laminées en H et des poutres en treillis.
- au système de roulement: il y a deux systèmes de roulements le pont posé et le pont suspendu comme montre la figure suivante.

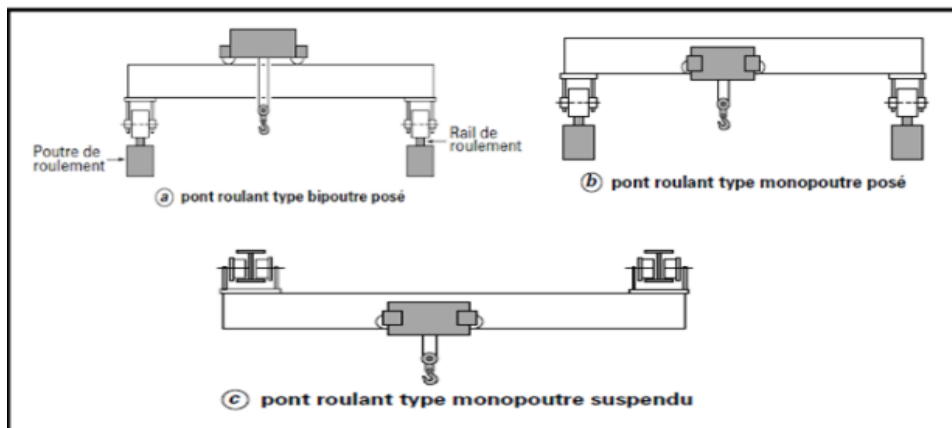


Figure V.2 : Type de Pont roulant.

V-6 Le choix du pont roulant :

Le choix d'un pont roulant d'un projet quelconque lié à la destination du projet, pour notre atelier, on va utiliser un pont roulant bipoutre fourni par le grand constructeur allemand de ces machines ABUS de capacité 5T, avec les caractéristiques suivantes

- **Caractéristiques géométrique de pont roulant :**

Capacité (t)	L (m)	e_{min} (m)	b (m)	c (m)	d (m)	a (m)
5	16	0,80	0,25	0,50	1,80	3,00

Tableaux V.1 : Caractéristiques de pont roulant.

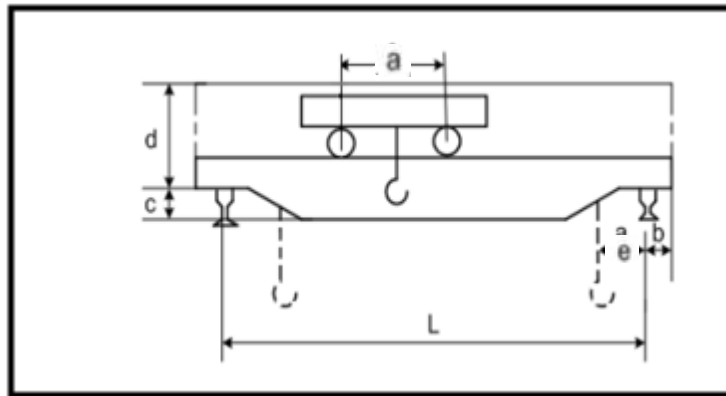


Figure V .5 : Schéma 2D de pont roulant.

- **Charges et vitesses :**

Capacité (t)	Portée (m)	Vitesses (m/min)			Poids (t)		
		Levage	Direction	Translate.	Pont	Palan	Total
N	L				Q_{C1}	Q_{C2}	$Q_{C1}+Q_{C2}$
5	16	7	30	90	9,5	3,5	13

Tableaux V.2: caractéristiques de pont roulant.

V-7 Classification des actions :

La classification des actions est faite selon leurs directions dans le tableau suivant :

Action variable		Action accidentelle
Verticale	horizontale	Force de tamponnement ($H_{B,2}$)
Poids propre Q_C	Force d'entrainement	
Masse à lever Q_h	Marche en crabe Accélération et décélération de chariot H_{T3}	

Tableaux V.3: Les actions générées par le pont roulant.

V-7-1 Effets dynamique de pont roulant :

La voie de roulement d'un pont roulant est soumise à plusieurs actions parmi ces dernier on trouve les réactions des galets, qui causent des effets dynamiques à cause de:

- Translations de pont roulant, accélération et freinage du pont roulant.
- Choc lors du levage et du balancement de la charge levée.

Ces effets sont pris en compte avec la majoration des charges verticales et horizontal par un coefficient dynamique donnée par EC1.P3 au tableau suivant :

Coefficients dynamique	Effets à prendre en compte	à appliquer
Φ_1	Poids propre de l'appareil de levage	$\Phi_1 = 1,1$
Φ_2	Masse à lever	$\Phi_2 = \Phi_{2min} + (\beta_2 \times Vh)$
Φ_4	Poids propre de l'appareil levage	$\Phi_4 = 1$
Φ_5	Force d'entrainement (k)	$\Phi_5 = 1,5$

Tableau V.4 : coefficients dynamiques ϕ_i pour les charges verticales.

V-8 les actions due au pont roulant :

V 8-1 calculs des charges verticales :

Les charges qui sollicitent les poutres de roulement ont les valeurs qui varient entre la charge levée Q_h , le poids propre du pont roulant et la position de chariot sur le pont roulant.

Les valeurs des charges variables $Q_{r,max}$ et $Q_{r,min}$ sont correspondant aux deux cas de charges:

- Poids propre et charge nominale levée au crochet, chariot dans la position la plus proche de la poutre de roulement considérée.
- Poids propre et crochet non chargé, chariot dans la position la plus éloignée de la poutre de roulement considérée.

Il convient de déterminer les charges verticales par galet d'un appareil de levage sur une poutre de roulement en tenant compte des répartitions de charges illustrées à la Figure.V.5 et en utilisant les valeurs caractéristiques.

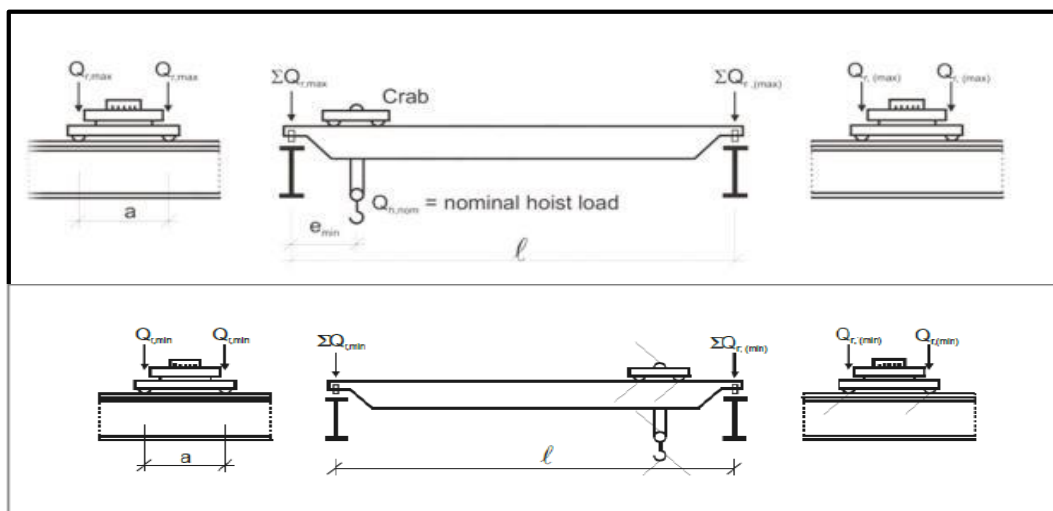


Figure V. 6 : Disposition de la charge de l'appareil de levage max. et min. sur la poutre de roulement

Avec :

- $Q_{r_{max}}$: est la charge par galet maximale de l'appareil de levage en charge.
- $Q_{r_{(max)}}$: est la charge par galet d'accompagnement de l'appareil de levage en charge.
- $\sum Q_{r_{max}}$: est la somme des charges maximales $Q_{r_{max}}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage en charge.
- $\sum Q_{r_{(max)}}$: est la somme des charges d'accompagnement $Q_{r_{(max)}}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage en charge.
- $Q_{r_{min}}$: est la charge par galet minimale de l'appareil de levage à vide.
- $Q_{r_{(min)}}$: est la charge par galet d'accompagnement de l'appareil de levage à vide.
- $\sum Q_{r_{min}}$: est la somme des charges minimales $Q_{r_{min}}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage à vide.
- $\sum Q_{r_{(min)}}$: est la somme d'accompagnement des charges minimales $Q_{r_{(min)}}$ par poutre de roulement de l'appareil de levage à vide.
- Q_h : masse à lever nominal.

V 8-1-1 calcul des charges min. d'accompagnement à vide :

Notre pont est de capacité 5t donc $Q_h = 5T$.

La détermination des coefficients dynamique de calcul c'est faite d'après le tableau 2.5 de l'Eurocode 01 partie 3 comme suite:

$$\Phi_1 = 1 \pm a \quad \text{d'où} \quad 0 < a < 0.1$$

Avec : $a = 0.1 ; \quad \Phi_1 = 1.1 \quad \varphi_2 = \varphi_{2, \min} + \beta_2 \cdot V_h$

Classe de levage de l'appareil	β_2	$\varphi_{2, \min}$	V_h (m/s)
HC3 (Appareil de levage d'atelier)	0.51	1.15	7/60=0.116m/s

Tableau V.5 : La classe du pont roulant

Pour un pont roulant de classe HC3 : $\beta_2=0.51 ; \quad \varphi_{2, \min}= 1.15$

$$\varphi_2 = 1.15 + 0.51 \times 0.116 = 1.20 ; \quad \varphi_2 = 1.20 ; \quad \varphi_3 = (1 - \Delta m / m) \cdot (1 + \beta_3)$$

Δm : partie libérée ou tombée de la charge comme : $\Delta m = 0 \rightarrow \varphi_3 = 1$

La valeur de la charge est donnée par la formule suivante selon EC01 partie 3 :

$$\sum Q_{r, (min)} = \varphi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{L - e_{min}}{L} \right) \right]$$

- Avec :
- Le poids du pont $\implies Q_{c1} = 95 \text{ KN} ;$
 - Le poids du chariot $\implies Q_{c2} = 35 \text{ KN} ;$
 - La cote d'approche max du chariot $\implies e_{min} = 0.80 \text{ m} ;$
 - La portée entre les voix de course $\implies L = 16 \text{ m} ;$
 - Le coefficient dynamique à vide $\implies \varphi_1 = 1.1 ;$

$$\sum Q_{r(\min)} = 1,1 \left[\frac{95}{2} + 35 \left(\frac{16-0,8}{16} \right) \right] = 88,82 \text{KN} \quad \Longrightarrow \quad Q_{r(\min)} = 44,41 \text{ KN / galet ;}$$

V 8-1-2 Calcul des charges min. par galet à vide :

La valeur de la charge est donnée par la formule suivante selon EC01 partie 3 :

$$\sum Q_{r, \min} = \varphi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{e_{\min}}{L} \right) \right] ;$$

- Avec :
- Le poids du pont $\Longrightarrow Q_{c1} = 110 \text{ KN ;}$
 - Le poids du chariot $\Longrightarrow Q_{c2} = 35 \text{ KN ;}$
 - La cote d'approche max du chariot $\Longrightarrow e_{\min} = 0,80 \text{ m ;}$
 - La portée entre les voix de course $\Longrightarrow L = 16 \text{ m ;}$
 - Le coefficient dynamique à vide $\Longrightarrow \varphi_1 = 1,1 ;$

$$\sum Q_{r \min} = 1,1 \left[\frac{95}{2} + 35 \left(\frac{0,8}{16} \right) \right] = 54,17 \text{KN} \quad \Longrightarrow \quad Q_{r \min} = 27,08 \text{ KN / galet ;}$$

V 8-1-3 calcul des charges max. par galet en service :

La valeur de la charge est donnée par la formule suivante selon EC01 partie 3 :

$$\sum Q_{r, \max} = \varphi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{L-e_{\min}}{L} \right) \right] + \varphi_2 \times Q_h \left(\frac{L-e_{\min}}{L} \right) ;$$

- Avec :
- Le poids du pont $\Longrightarrow Q_{c1} = 95 \text{ KN ;}$
 - Le poids du chariot $\Longrightarrow Q_{c2} = 35 \text{ KN ;}$
 - La cote d'approche max du chariot $\Longrightarrow e_{\min} = 0,80 \text{ m ;}$
 - La portée entre les voix de course $\Longrightarrow L = 16 \text{ m ;}$
 - Le coefficient dynamique à vide et ser. $\Longrightarrow \varphi_1 = 1,1 ; \varphi_2 = 1,20 ;$
 - Le poids levé par chariot $\Longrightarrow Q_h = 50 \text{ KN ;}$

$$\sum Q_{r \max} = 1,1 \left[\frac{95}{2} + 35 \left(\frac{16-0,80}{16} \right) \right] + 1,20 \times 50 \left(\frac{16-0,80}{16} \right) = 145,82 \text{ KN}$$

$$\Longrightarrow Q_{r \max} = 72,038 \text{ KN / galet ;}$$

V 8-1-4 Calcul des charges max. d'accompagnement en service :

La valeur de la charge est donnée par la formule suivante selon EC01 partie 3 :

$$\sum Q_{r, (\max)} = \varphi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{e_{\min}}{L} \right) \right] + \varphi_2 \times Q_h \left(\frac{e_{\min}}{L} \right)$$

- Avec :
- Le poids du pont $\Longrightarrow Q_{c1} = 95 \text{ KN ;}$
 - Le poids du chariot $\Longrightarrow Q_{c2} = 35 \text{ KN ;}$
 - La cote d'approche max du chariot $\Longrightarrow e_{\min} = 0,80 \text{ m ;}$
 - La portée entre les voix de course $\Longrightarrow L = 16 \text{ m ;}$
 - Le coefficient dynamique à vide et ser. $\Longrightarrow \varphi_1 = 1,1 ; \varphi_2 = 1,20 ;$
 - Le poids levé par chariot $\Longrightarrow Q_h = 50 \text{ KN}$

$$\sum Q_{r(\max)} = 1,1 \left[\frac{95}{2} + 35 \left(\frac{0,80}{16} \right) \right] + 1,20 \times 50 \left(\frac{0,80}{16} \right) = 57,17 \text{ KN}$$

$$\implies Q_{r(\max)} = 28,58 \text{ KN / galet ;}$$

V 7-1-5 Calcul des charges min. d'accompagnement en crabe :

La valeur de la charge est donnée par la formule suivante selon EC01 partie 3 :

$$\sum Q_{r, (\min)} = \varphi_4 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{L - e_{\min}}{L} \right) \right]$$

- Avec :
- Le poids du pont $\implies Q_{c1} = 95 \text{ KN};$
 - Le poids du chariot $\implies Q_{c2} = 35 \text{ KN};$
 - La cote d'approche max du chariot $\implies e_{\min} = 0.80 \text{ m};$
 - La portée entre les voies de course $\implies L = 16 \text{ m};$
 - Le coefficient dynamique en crabe. $\implies \varphi_4 = 1;$
 - Le poids levé par chariot $\implies Q_h = 50 \text{ KN};$

$$\sum Q_{r(\min)} = 1 \left[\frac{95}{2} + 35 \left(\frac{16 - 0,8}{16} \right) \right] = 80,75 \text{ KN} \implies Q_{r(\min)} = 40,37 \text{ KN / galet ;}$$

V 8-1-6 calcul des charges min. par galet en crabe :

La valeur de la charge est donnée par la formule suivante selon EC01 partie 3 :

$$\sum Q_{r, \min} = \varphi_4 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{e_{\min}}{L} \right) \right]$$

- Avec :
- Le poids du pont $\implies Q_{c1} = 95 \text{ KN};$
 - Le poids du chariot $\implies Q_{c2} = 35 \text{ KN};$
 - La cote d'approche max du chariot $\implies e_{\min} = 0.80 \text{ m};$
 - La portée entre les voies de course $\implies L = 16 \text{ m};$
 - Le coefficient dynamique en crabe. $\implies \varphi_4 = 1;$
 - Le poids levé par chariot $\implies Q_h = 50 \text{ KN};$

$$\sum Q_{r \min} = 1 \left[\frac{95}{2} + 35 \left(\frac{0,8}{16} \right) \right] = 49,25 \text{ KN} \implies Q_{r \min} = 24,62 \text{ KN / galet ;}$$

V 8-1-7 calcul des charges max. par galet en crabe :

La valeur de la charge est donnée par la formule suivante selon EC01 partie 3 :

$$\sum Q_{r, \max} = \varphi_4 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{L - e_{\min}}{L} \right) \right] + \varphi_4 \times Q_h \left(\frac{L - e_{\min}}{L} \right)$$

- Avec :
- Le poids du pont $\implies Q_{c1} = 95 \text{ KN};$
 - Le poids du chariot $\implies Q_{c2} = 35 \text{ KN};$
 - La cote d'approche max du chariot $\implies e_{\min} = 0.80 \text{ m};$
 - La portée entre les voies de course $\implies L = 16 \text{ m};$
 - Le coefficient dynamique en crabe. $\implies \varphi_4 = 1;$
 - Le poids levé par chariot $\implies Q_h = 50 \text{ KN};$

$$\sum Q_{r \max} = 1 \left[\frac{95}{2} + 35 \left(\frac{16-0,80}{16} \right) \right] + 1 \times 50 \left(\frac{16-0,80}{16} \right) = 128,25 \text{ KN} ;$$

$$\implies Q_{r \max} = 64,12 \text{ KN / galet} ;$$

V 8-1-8 Calcul des charges max. d'accompagnement en en crabe :

La valeur de la charge est donnée par la formule suivante selon EC01 partie 3 :

$$\sum Q_{r, (\max)} = \varphi_1 \left[\frac{Q_{c1}}{2} + Q_{c2} \left(\frac{e_{\min}}{L} \right) \right] + \varphi_2 \times Q_h \left(\frac{e_{\min}}{L} \right)$$

- Avec :
- Le poids du pont $\implies Q_{c1} = 95 \text{ KN} ;$
 - Le poids du chariot $\implies Q_{c2} = 35 \text{ KN} ;$
 - La cote d'approche max du chariot $\implies e_{\min} = 0.80 \text{ m} ;$
 - La portée enter les voix de course $\implies L = 16 \text{ m} ;$
 - Le coefficient dynamique en crabe. $\implies \varphi_4 = 1 ;$
 - Le poids levé par chariot $\implies Q_h = 50 \text{ KN} ;$

$$\sum Q_{r (\max)} = 1 \left[\frac{95}{2} + 35 \left(\frac{0,80}{16} \right) \right] + 1 \times 50 \left(\frac{0,80}{16} \right) = 51,75 \text{ KN} ;$$

$$\implies Q_{r (\max)} = 25,87 \text{ KN / galet} ;$$

Le tableau suivant récapitule tous les résultats des charges verticales dues au pont :

L'effort	Position	à vide/galet (KN)	En service/galet (KN)	En crabe/galet (KN)
$Q_{r \min}$	En galet	27,08	/	24,62
$Q_{r (\min)}$	accompagnement	44,41	/	40,37
$Q_{r \max}$	En galet	/	72,038	64,12
$Q_{r (\max)}$	accompagnement	/	28,58	25,87

Tableau V. 6: récapitulatif des charges verticales dues au pont.

V 8-2 calculs des forces horizontales :

V 8-2-1 Forces horizontales longitudinales $H_{L,i}$:

Les charges longitudinales $H_{L,i}$ produites par les accélérations et les décélérations des structures des appareils de levage résultent de la force d'entraînement au niveau de la surface de contact du rail avec le galet entraîné.

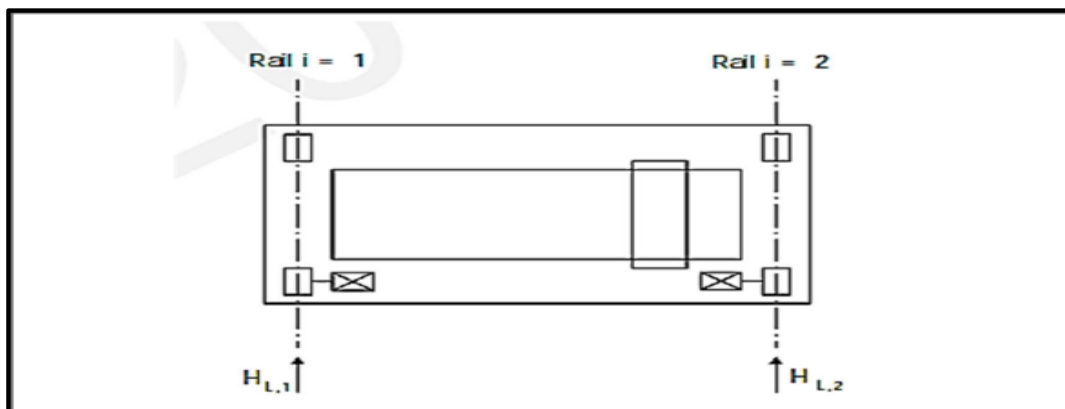


Figure V.7 : Charges horizontales longitudinales $H_{L,i}$

Les charges longitudinales $H_{L,i}$ appliquées sur une poutre de roulement peuvent être calculées de la manière suivante :

$$H_{L,i} = \phi_5 * K * 1/n_r$$

Où :

n_r : est le nombre de poutres de roulement.

K : est la force d'entraînement. (EC1-P 3 P23).

ϕ_5 : est le coefficient d'amplification dynamique.

i : est le nombre entier servant à identifier la poutre de roulement ($i = 1,2$).

V 8-2-1-1 Calcul de coefficient d'amplification dynamique :

La détermination de coefficient dynamique ϕ_5 d'après l'EC01 p03 par la relation $1 \leq \phi_5 \leq 1,5$ qui correspond aux systèmes dans lesquels les forces varient sans à-coup donc $\phi_5 = 1,5$.

V 8-2-1-2 Calcul de la force d'entraînement :

La force d'entraînement est donnée par la formule suivante : $K = \mu * m_w * \sum Q_{r*min}$ Où :
 m_w : est le nombre de système de d'entraînement a un seul galet, car les appareils de levage modernes ne sont pas équipés d'un système d'entraînement a galet central, notre appareil contient deux moteur pour chaque deux galets donc $m_w = 2$.

μ : est le coefficient de frottement $\mu = 0,2$ (acier sur acier).

$$K = K_1 + K_2 = \mu \sum Q_{r*min} ; \quad \text{avec} \quad \sum Q_{r*min} = m_w \times Q_{rmin} = 2 \times 27,08 = 54,16 \text{ KN} ;$$

$$\implies K = 0,2 \times 54,16 = 10,83 \text{ KN} ;$$

$$\text{D'où :} \quad H_{L,1} = H_{L,2} = \phi_5 \times \frac{K}{nr} = 1,5 \times \frac{10,83}{2} = 5,41 \text{ KN} ;$$

V 8-2-2 Forces horizontales transversales (H_{Ti}) :

Ces forces qui sont transmises par les galets de pont roulant à la poutre de roulement, ils ont à cause de :

- Le freinage du chariot.
- Les irrégularités de la voie de roulement.
- Le levage oblique.

Le moment M résultant de la force d'entraînement qu'il convient d'appliquer au centre de la masse est : Contrebalancée (équilibre) par les charges horizontales transversales $H_{T,1}$ et $H_{T,2}$.

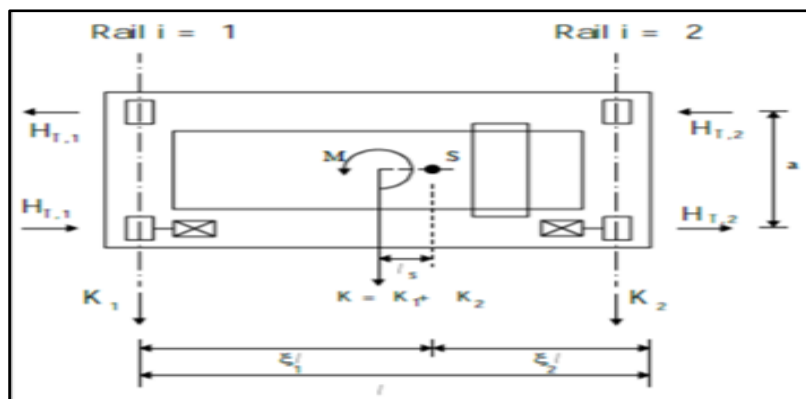


Figure V.8 : Charges horizontales transversales $H_{T,i}$.

Les charges horizontales sont données selon EC01.P3 avec les formules suivantes :

$$H_{T,1} = \phi_5 \cdot \zeta_2 \cdot \frac{M}{a} ; \quad H_{T,2} = \phi_5 \cdot \zeta_1 \cdot \frac{M}{a} ;$$

Talque :

$\phi_5 = 1,5$: le coefficient dynamique, voir Tableau 2.6 ;

ζ_1, ζ_2 : le coefficient d'amortissement ;

M : le moment résultant de la force d'entérinement ;

$a = 3m$: la distance entre les galets ;

Valeurs du coefficient dynamique ϕ_5	Usage spécifique
$\phi_5 = 1,0$	pour les forces centrifuges
$1,0 \leq \phi_5 \leq 1,5$	pour les systèmes avec variation légère des forces
$1,5 \leq \phi_5 \leq 2,0$	pour les cas où des variations brutales peuvent se produire
$\phi_5 = 3,0$	pour les systèmes d'entraînement comportant des jeux significatifs

TableauV.7 : ϕ_5 coefficient dynamique.

V 8-2-2-1 Calcul de coef. d'amortissement :

Les coefficients d'amortissement sont données par : $\zeta_1 = \frac{\sum Qr \max}{\sum Qr}$; $\zeta_2 = 1 - \zeta_1$;

Donc :

$$\sum Qr = \sum Qr_{\max} + \sum Qr_{(\max)} = 128,25 + 51,75 = 180 \text{ KN}$$

$$\zeta_1 = \frac{\sum Qr \max}{\sum Qr} = \frac{128,25}{180} = 0,7125 \implies \zeta_2 = 1 - 0,71 = 0,2875;$$

V 8-2-2-2 Calcul de moment résultant :

$$M = k \cdot Ls \implies M = k \cdot (\zeta_1 - 0,5) L = 10,83 (0,7125 - 0,5) 16 = 36,82 \text{ KN.m};$$

D'où:

$$H_{T,1} = \phi_5 \cdot \zeta_2 \cdot \frac{M}{a} = 1,5 \times 0,2875 \times \frac{36,82}{3} = 5,29 \text{ KN} ;$$

$$H_{T,2} = \phi_5 \cdot \zeta_1 \cdot \frac{M}{a} = 1,5 \times 0,7125 \times \frac{36,82}{3} = 13,11 \text{ KN};$$

V 8-2-3 Force horizontale de tamponnement ($H_{B,2}$):

La charge horizontale tamponnement $H_{T,3}$ liées au déplacement du chariot peut être prise égale à 10% de la somme de la masse à lever et du poids du chariot, à condition que la charge utile soit libre de se balancer.

$$H_{B,2} = 10 \% (Qc2 + Qh) \implies H_{B,2} = 10 \% (35 + 50) \implies H_{B,2} = 8,5 \text{ KN}.$$

V 8-2-4 Forces longitudinales et transversal ($H_{L,i}$), ($H_{T,i}$) et forces de guidage (S):

V 8-2-4-1 Définition de la marche en crabe :

Un déplacement oblique du pont roulant peut également induire des charges horizontales, et lorsqu'il se déplacer obliquement jusqu'à ce que le dispositif de guidage vienne en contact avec le bord du rail.

La force latérale sur le côté du rail augmente jusqu'à atteindre une valeur de pointe et c'est sous l'action de cette dernière que le pont revient à une marche normale, du moins temporairement. Les forces résultantes de la marche en crabe se décomposent en forces longitudinales et transversales. Ces charges s'appliquent au niveau de chaque galet ($H_{S,i,j,k}$) et une force de guidage (appelée aussi effort de pilotage) agit sur le système.

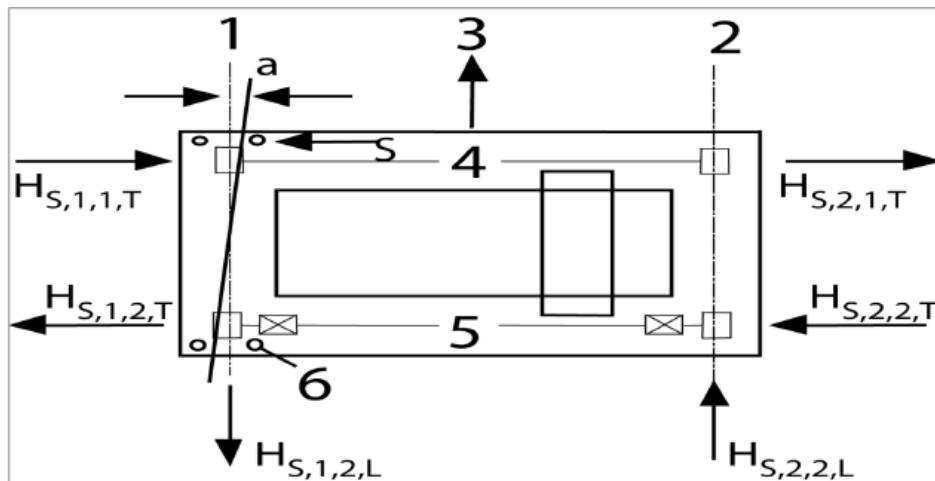


Figure V.9 : Forces dues à la marche en crabe

V 8-2-4-1 calculs de la force de guidage :

La force de guidage se calcul comme suite selon la relation de la norme EC01.P0 avec :

$$S = f \times \lambda s_{j} \times \sum Qr , \text{ talque que } f = 0.3 \times (1 - \exp(-250 \times \alpha)) \text{ et}$$

$$HS_{1,J,L} = f \times \lambda s_{1,j,1} \times \sum Qr ; \quad HS_{2,J,L} = f \times \lambda s_{2,j,1} \times \sum Qr ;$$

$$HS_{1,J,T} = f \times \lambda s_{1,j,T} \times \sum Qr ; \quad HS_{2,J,T} = f \times \lambda s_{2,j,T} \times \sum Qr ;$$

V 8-2-4-1-1 Détermination de l'angle α est déterminer en fonction de :

On peut déterminer l'angle (α) en fonction d'espace entre le dispositif de guidage et le rail (x), la variation dimensionnelle (raisonnable) (α_0 ; α_{ext}) et l'usure des galets et des rails (y).

$$\alpha = \alpha_F + \alpha_V + \alpha_0 \leq 0.015 \text{rad}$$

Tableau de définition de : α_F , α_V , α_0

Angel α_i	Valeur minimale α_i
$\alpha_F = \frac{0.75 \times x}{\alpha_{extr}}$	$0.75 \geq 10 \text{mm}$ pour des flasques de galets porteurs

Tableau V.8 : Système de guidage assuré par les flasques de galets.

Avec :

α_{ext} : est la distance longitudinale entre la disposition de guidage extérieur ou les flasques de galet porteurs sur le rail de guidage.

b : est le gabarit entre le rail et le dispositif de guidage (glissement latéral).

y : est l'usure du rail et le dispositif de guidage.

α_0 : est la tolérance angulaire entre la direction du rail et celle des galets.

Donc :

$$\alpha_F = \frac{0.75 \times x}{\alpha_{extr}} = \frac{10}{3000} = 0.003 \text{ rad}; \quad \alpha_v = \frac{Y}{\alpha_{extr}} = \frac{0.10 \times 55}{3000} = 0.0018 \text{ rad}$$

$$\alpha_0 = 0.001 \text{ rad}; \quad \implies \quad \alpha = 0.003 + 0.0018 + 0.001 = \mathbf{0.0058 \text{ rad}};$$

$$\alpha = 0.0058 \text{ rad} \leq 0.015 \text{ rad} \quad \implies \quad \mathbf{\text{vérifier}}; \quad \text{donc :}$$

f le coefficient non positif est de:

$$f = 0.3 \times (1 - \exp(-250 \times \alpha)); \quad \implies \quad f = 0.3 \times (1 - \exp(-1.45));$$

$$f = 0.22 \leq 0.3 \quad \implies \quad \mathbf{\text{vérifier}};$$

V 8-2-4-1-2 Calcul de la distance h :

La valeur de (h) est donnée par la formule suivante selon EC01 partie 3 :

$$h = \frac{m \times \xi_1 \times \xi_2 \times l^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j}$$


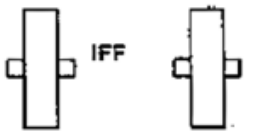
	Combinaison des paires de galets		h
	couplés (c)	indépendants (i)	
Fixe/fixe FF			$\frac{m \xi_1 \xi_2 \ell^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j}$

Tableau V.9 : Détermination la distance h.

Ou :

h : est la distance entre le centre instantané de rotation et le dispositif de guidage concerné.

m : est le nombre de paires de galets couplés ($m=0$ pour des paires de galets indépendants).

ξ_1 : est la distance entre le centre instantané de rotation et le rail 1.

ξ_2 : est la distance entre le centre instantané de rotation et le rail 2.

L : est la portée de l'appareil.

e_j : est la distance entre la paire de gales j et la dispositif guidage concerné.

e_1 : 0 (1 axe cofonde).

e_2 : 3.00 m.

$m = 0$ (pour les paires de galets indépendants).

$$h = \frac{m \times \xi_1 \times \xi_2 \times l^2 + \sum e_j^2}{\sum e_j} \quad \implies \quad h = \frac{3^2}{3} = 3 \text{ m}$$

V 8-2-4-1-3 Coefficients de force λ :

Système	$\lambda_{S,j}$	$\lambda_{S,1,L}$	$\lambda_{S,1,j,T}$	$\lambda_{S,2,jL}$	$\lambda_{S,2,jL}$
IFF	$1 - \frac{\sum e_j}{nh}$	0	$\frac{\xi_2}{n} (1 - \frac{\sum e_j}{h})$	0	$\frac{\xi_1}{n} (1 - \frac{\sum e_j}{h})$

Tableau V.10 : calcule Coefficients de force λ

Ou :

n : est nombre de paires de galets.

h : est la distance entre le centre instantané de rotation et le dispositif de guidage concerné.

ξ_{1l} : est la distance entre le centre instantané de rotation et le rail 1.

ξ_{2l} : est la distance entre le centre instantané de rotation et le rail 2.

• **Paire de galet 1 :**

$$\lambda_{S,1,j,T} = \frac{\xi_2}{n} (1 - \frac{e_1}{h}) = \frac{0.28}{2} (1 - \frac{0}{3}) = 0.14 ;$$

$$\lambda_{S,2,1,T} = \frac{\xi_1}{n} (1 - \frac{e_1}{h}) = \frac{0.71}{2} (1 - \frac{0}{3}) = 0.355 ;$$

• **Paire de galet 2 :**

$$\lambda_{S,1,j,T} = \frac{\xi_2}{n} (1 - \frac{e_2}{h}) = \frac{0.28}{2} (1 - \frac{3}{3}) = 0 ;$$

$$\lambda_{S,2,jL} = \frac{\xi_1}{n} (1 - \frac{e_2}{h}) = \frac{0.71}{2} (1 - \frac{3}{3}) = 0 ;$$

$$\lambda_{S,1,jL} = 0 ; \quad \lambda_{S,2,jL} = 0 ; \quad \lambda_{S,j} = 1 - \frac{\sum e_j}{nh} = 1 - \frac{3}{6} = 0.5 ;$$

Après le calcul de toute les paramètres on trouve que:

$$S = f \times \lambda_{s,j} \times \sum Q_r = 0.22 \times 0.5 \times 180 = \mathbf{19.8 \text{ KN}} ;$$

V 8-2-5 Calcul des forces horizontal (longitudinale H_L et transversale H_T) :

$$H_{S,1,j,L} = f \times \lambda_{S,1,j,L} \times \sum Q_r = 0.22 \times 0 \times 180 = \mathbf{0 \text{ KN}} ;$$

$$H_{S,2,j,L} = f \times \lambda_{S,2,j,L} \times \sum Q_r = 0.22 \times 0 \times 180 = \mathbf{0 \text{ KN}} ;$$

$$H_{S,1,1,T} = f \times \lambda_{S,1,1,T} \times \sum Q_r = 0.22 \times 0.145 \times 180 = \mathbf{5.74 \text{ KN}} ;$$

$$H_{S,1,2,T} = f \times \lambda_{S,1,2,T} \times \sum Q_r = 0.22 \times 0 \times 180 = \mathbf{0 \text{ KN}} ;$$

$$H_{S,2,1,T} = f \times \lambda_{S,2,1,T} \times \sum Q_r = 0.22 \times 0.355 \times 180 = \mathbf{14.05 \text{ KN}} ;$$

$$H_{S,2,2,T} = f \times \lambda_{S,2,2,T} \times \sum Q_r = 0.22 \times 0 \times 180 = \mathbf{0 \text{ KN}} ;$$



CHAPITRE VI : **ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES**

VI-1- Introduction :

Les éléments secondaires sont destinés à reprendre les sollicitations dues au vent et assurer la stabilité d'ensemble de la structure.

Dans ce chapitre, on va calculer les pannes, les lisses de bardages, les liernes et les potelets.

VI-2- Calcul et vérification des pannes:

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges appliqués sur la couverture à la traverse. Elles sont déposées parallèlement à la ligne de faitage,

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

Dans notre structure nous utiliserons des formé à chaud en (I).

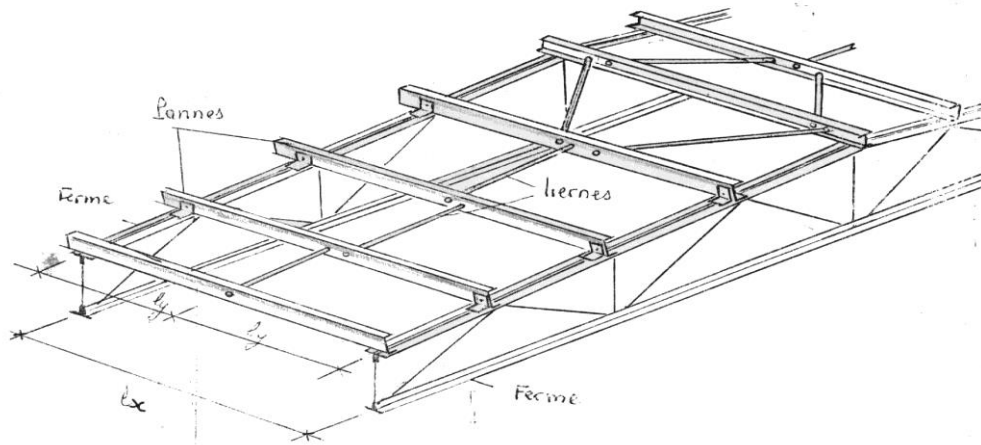


Figure VI.1: Disposition des pannes.

VI-2-1- Caractéristiques des pannes:

- Chaque panne repose sur 2 appuis de distance $L = 6\text{m}$.
- La portée entre axe des pannes $e = 1,2\text{m}$ (espace entre 2 pannes).
- L'angle de chaque versant est $\alpha = 5,71^\circ$.
- Les pannes sont en acier S235 (E 24).

VI-2-2- Evaluation des charges et surcharges :

Le tableau suivant affiche tous les efforts supportés par la panne comme suite :

ETAT	ELEMENT	G_{PP} (KN/m)	G_T (KN/m)	Q (KN/m)	W_1 (KN/m)	W_2 (KN/m)	S (KN/m)
ELS	PANNE IPE 120	0,104	0,194	0,444	-1,170	-1,330	0,139
ELU	PANNE IPE 120	0,104	0,194	0,444	-1,170	-1,330	0,139

Tableau.VI.1: Charges appliqué sur les pannes.

D'où : G_{pp} : Poids propre de la panne par unité de surface ;

G_T : Poids propre de la couverture et accessoires d'attache ;

Q : Surcharges d'entretien de la toiture est inaccessible ;

W_1 : Surcharge du vent sur la toiture, (w) perpendiculaires au pignon ;

W_2 : Surcharge du vent sur la toiture, (w) perpendiculaire au long pan ;

S : Surcharge de la neige sur la toiture ;

VI-2-3- Combinaisons de charge les plus défavorables :

On a fait le tableau suivant qui était un Marco Excel, qui calcule automatiquement les efforts à partir les combinassions possible de toutes les charges supportées par les pannes à l'ELU et l'ELS,

N°	COMBINISIONS	q _{ELU} (KN/m)	N°	COMBINISIONS	q _{ELS} (KN/m)
1	1.35G + 1.5Q + 0.9W1	0,015	1	G+Q+0.6W1	0,04
2	1.35G + 1.5Q + 0.9W2	-0,129	2	G+Q+0.6W2	0,742
3	1.35G + 1.5Q + 0.9S	1,193	3	G+Q+0.6S	0,825
4	1.35G + 1.5Q + 0.9 (W1+S)	0,140	4	G+Q+0.6(S+W1)	0,123
5	1.35G + 1.5Q + 0.9 (W2+S)	-0,004	5	G+Q+0.6(S+W2)	0,027
6	1.35G + 1.5W1 + 1.05Q	-0,887	6	G+W1+0.7Q	-0,561
7	1.35G + 1.5W1 + 1.05S	-1,207	7	G+W2+0.7Q	-0,721
8	1.35G + 1.5W1 + 1.05Q+0.9S	-0,761	8	G+S+0.7Q	0,748
9	1.35G + 1.5W2 + 1.05Q	-1,127	9	G+S+0.6W1	-0,265
10	1.35G + 1.5W2 + 1.05S	-1,447	10	G+S+0.6W2	-0,361
11	1.35G + 1.5W2 + 1.05Q+0.9S	-1,001			
10	1.35G + 1.5S + 0.6W1	-0,091			
11	1.35G + 1.5S + 0.6W2	-0,187			
12	1.35G + 1.5S + 1.05Q+0.9W1	0,024			
13	1.35G + 1.5S + 1.05Q+0.9W2	-0,120			

q_{ELS MAX} (KN/m) 0,825

q_{ELU MAX} (KN/m) 1,193

Tableau.VI.2: Combinassions possible de toutes les charges supportées par les pannes.

VI-2-4- Pré dimensionnement de la panne :

Le principe de dimensionnement des pannes et les autres éléments en charpente métallique est basé sur l'état limite de service ELS pour la détermination des sections avec la condition de la flèche, ainsi que la condition de résistance à l'ELU pour vérifier.

Dans notre cas, la panne se repose sur deux appuis simples dans le sens de l'axe Y-Y avec une longueur de l_y = 6m, et sur trois appuis dans le sens de l'axe Z-Z avec une longueur de l_z = 3 m à cause des liernes, qui jouent le rôle d'un appui dans ce sens, cette dernière supporte une charge uniformément répartie dans les deux axes.

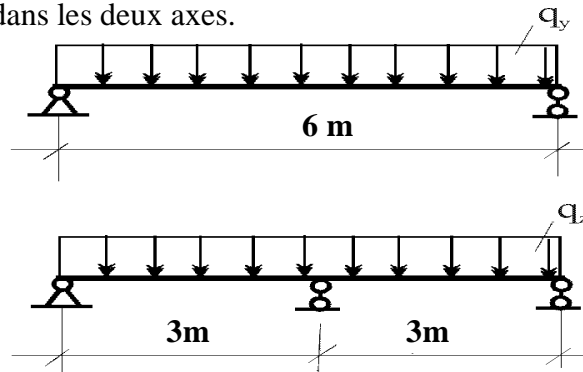


Figure.VI.2: Chargement de la panne.

Selon l'axe Y-Y est : $f = \frac{5ql^4}{384EI}$ avec $f_y \leq f_{adm}$; $f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3\text{cm}$;
 $f_y = \frac{5 \times qy \times l^4}{384 \times E \times I_y}$; $I_y \geq \frac{5 \times qy \times l^4}{384 \times E \times 3} = \frac{5 \times 693 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 3}$; $\implies I_y \geq 185,62 \text{ cm}^4$.

On prend la valeur correspondant à un **IPE120** avec ces caractéristiques :

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	d (mm)	P (kg/m)
120	64	4.4	6.3	7	74.6	10.4
A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
13.2	317.8	4.9	60.73	27.7	1.45	13.58

Tableau VI.3: Caractéristique et dimension d'IPE120.

VI-2-5- Vérification de la panne aux états limites :

VI-2-5-1- Sollicitations supportées par la panne :

➤ Calcul des charges à l'ELU :

Suivant l'axe Y-Y :

$$G_{ELU,max}(y) = G_{max} \cos \alpha = 1,193 * \cos (5,71^\circ).$$

$$\implies G_{ELU,max}(y) = 1,003 \text{ KN/m.}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$G_{ELU,max}(z) = G_{max} \sin \alpha = 1,193 * \sin (5,71^\circ).$$

$$\implies G_{ELU,max}(z) = - 0,647 \text{ KN/m.}$$

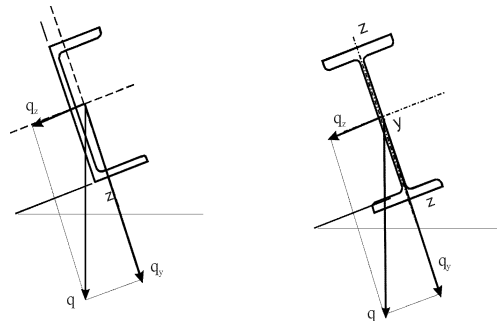


Figure.VI.3 : Position de la charge.

➤ Calcul des charges à l'ELS :

Suivant l'axe Y-Y :

$$G_{ELS,max}(y) = G_{max} \cos \alpha = 0,825 * \cos (5,71^\circ) \implies G_{ELS,max}(y) = 0,693 \text{ KN/m.}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$G_{ELS,max}(z) = G_{max} \sin \alpha = 0,825 * \sin (5,71^\circ) \implies G_{ELS,max}(z) = - 0,448 \text{ KN/m.}$$

➤ Calcul du moment de flexion sollicitant à l'ELU:

Suivant l'axe Y-Y :

$$M_{y,sd} = G_{ELU,max}(y) * \frac{ly^2}{8} = 1.003 \times \frac{6^2}{8} \implies M_{y,sd, ELU} = 4,514 \text{ KN.m.}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$M_{z,sd} = G_{ELU,max}(z) * \frac{lz^2}{8} = 0.647 \times \frac{3^2}{8} \implies M_{z, sd, ELU} = 0,728 \text{ KN.m.}$$

➤ **Calcul du moment de flexion sollicitant à l'ELS:**

Suivant l'axe Y-Y:

$$M_{y,sd,ELS} = G_{ELS,max} (y) * \frac{ly^2}{8} = 0.693 \times \frac{6^2}{8} \implies M_{y,sd,ELS} = 3,119 \text{ KN.m.}$$

Suivant l'axe Z-Z:

$$M_{z,sd,ELS} = G_{ELS,max} (z) * \frac{lz^2}{8} = 0.448 \times \frac{3^2}{8} \implies M_{z,sd,ELS} = 0,504 \text{ KN.m.}$$

➤ **Calcul du moment résistant :**

Suivant l'axe Y-Y :

$$M_{y,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{60,73 \times 235}{1.1} * 10^3 = 14,28.10^6 \text{ N.mm} \implies M_{y,rd} = 14,28 \text{ KN.m.}$$

Suivant l'axe Z-Z:

$$M_{z,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{13.58 \times 235}{1.1} * 10^3 = 3,19.10^6 \text{ N.mm} \implies M_{z,rd} = 3,19 \text{ KN.m.}$$

Le tableau suivant résume toutes les sollicitations agissantes à cette panne :

états	axes	G _{ELU,max} (KN/m)	G _{ELS,max} (KN/m)	M _{sd,ELU} (KN.m)	M _{sd,ELS} (KN.m)	M _{rd} (KN.m)
ELU	Y-Y	1,003	0,693	4,514	3,119	14,28
ELS	Z-Z	- 0,647	- 0,448	0,728	0,504	3,19

TableauVI.4: Résultats des sollicitations appliquées sur les pannes.

VI-2-5-2- Vérification de la panne à l'ELU :

➤ **Classification de section :**

Flexion par rapport à l'axe y-y : Le tableau des profilé donne → classe 1 → $W_{y,pl} = 60,73 \text{ cm}^3$.

Flexion par rapport à l'axe z-z : Le tableau des profilé donne → classe 1 → $W_{z,pl} = 13,58 \text{ cm}^3$.

Donc la section globale est de la **classe I**.

➤ **Vérification à la flexion bi-axiale :**

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$\left[\frac{M_{y,SD}}{M_{y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,SD}}{M_{z,Rd}} \right] = \left[\frac{4,514}{14,28} \right]^2 + \left[\frac{0,728}{3,19} \right] = 0,33 < 1 ; \quad \text{C'est vérifié.}$$

Donc la section vérifié xis à vie la flexion déviée.

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

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $V_{z,sd} \leq V_{pl,z,rd}$ et $V_{y,sd} \leq V_{pl,y,rd}$

$$V_{z,sd} = \frac{qz.l}{2} = \frac{0.647 \times 6}{2} ; V_{z,sd} = 1,94 \text{ KN} ; V_{pl,rd} = A_{vz} \times \frac{F_y}{\sqrt{3} \gamma M_0} = 631.8 \times \frac{23.5}{\sqrt{3} \cdot \gamma M_0} ;$$

$$V_{pl,rd} = 85,61 \text{ KN.}$$

$$V_{z,sd} = 1,94 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 85.61 \text{ KN} \text{ et } V_{z,sd} = 1,94 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 42,80 \text{ KN.}$$

Donc :

On observe que l'effort tranchant est très faible et que la section cisailée est surdimensionnée c'est pour ça il n'est pas nécessaire cette vérification.

VI-2-5-3- Vérification de la panne à l'ELS :

Dans cette état il faut vérifier la flèche max qui résulte aux efforts de l'ELS avec :

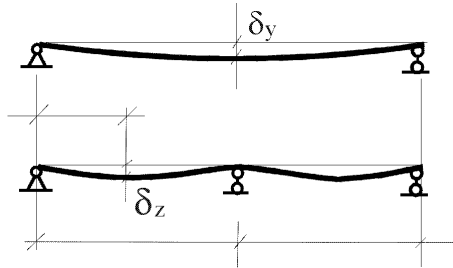


Figure.VI.4: Forme de flèche sur la panne.

$$\delta_{\max} = \delta_y + \delta_z \leq \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm} ;$$

Avec :

$$\delta_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_y} ; \quad \delta_y = \frac{5 \times 693 \times 10^{-3} \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 317,8 \times 10^4} = 20,1 \text{ mm} < 30 \text{ mm}.$$

$$\delta_z = \frac{2,05 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_z} ; \quad \delta_z = \frac{2,05 \times 448 \times 10^{-3} \times 3000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 27,7 \times 10^4} = 1,60 \text{ mm} < 30 \text{ mm}.$$

$$\delta_{\max} = \delta_y + \delta_z = 20,1 + 1,60 = 21,6 \text{ mm} < 30 \text{ mm}. \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifier ;}$$

VI-3- Calcul et vérification des liernes :

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

VI-3-1- Calcul des forces de traction :

Dans le plan (y-y) on a considéré les pannes sur 3 appuis dont l'appui central est un appui simple la réaction au droit de cet appui est :

$$R = q_{uy} \times L/2 ; \quad \text{Avec } q_{uy} = 1 \text{ KN/ml} ;$$

$$\text{Donc : } R = 1,5 \text{ KN} ;$$

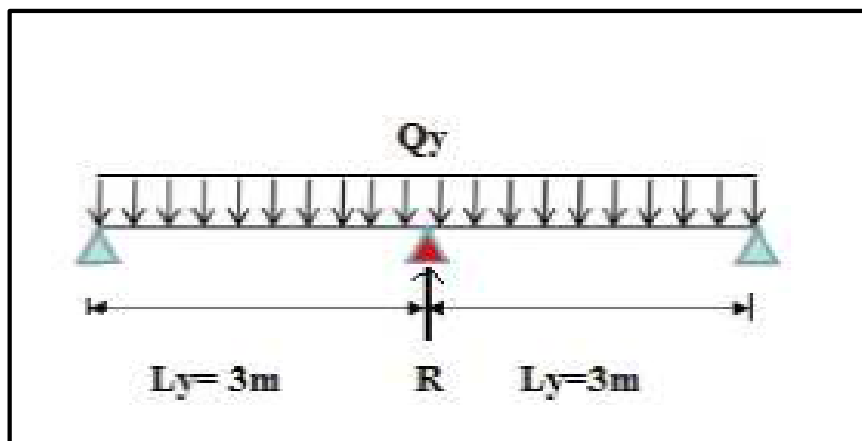


Figure.VI.5 : Cas de charge de lierne.

$$T_1 = R/2 = 0,75 \text{ KN.}$$

Effort dans le tronçon L2 :

$$T_2 = T_1 + R = 0,75 + 1,5 = 2,25 \text{ KN.}$$

Effort dans le tronçon L3 :

$$T_3 = T_2 + R = 2,25 + 1,5 = 3,75 \text{ KN.}$$

Effort dans le tronçon L4 :

$$T_4 = T_3 + R = 3,75 + 1,5 = 5,25 \text{ KN.}$$

Effort dans le tronçon L5 :

$$T_5 = T_4 + R = 5,25 + 1,5 = 6,75 \text{ KN.}$$

Effort dans le tronçon L6 :

$$T_6 = T_5 + R = 6,75 + 1,5 = 8,25 \text{ KN.}$$

Effort dans le tronçon L7 :

$$T_7 = T_6 + R = 8,25 + 1,5 = 9,75 \text{ KN.}$$

Effort dans le tronçon L8 :

$$T_8 = T_7 + R = 9,75 + 1,5 = 10,25 \text{ KN.}$$

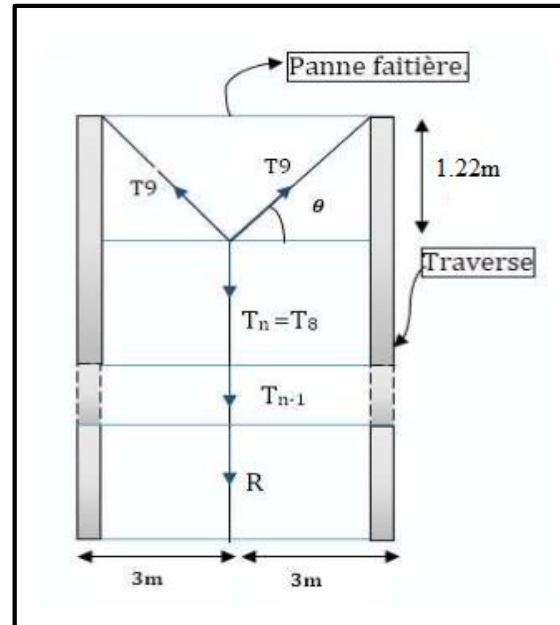


Figure.VI.6 : Position des liernes.
avec : $\theta = 45^\circ$.

$$2 T_9 \sin \theta = T_8 \quad \rightarrow \quad T_9 = T_8 / 2 \sin \theta ;$$

$$T_9 = 10,25 / 2 * \sin (45^\circ) \quad \rightarrow \quad T_9 = 3,59 \text{ KN.}$$

VI-3-2- Calcul de la section de lierne :

Le tronçon le plus sollicité si celui qui a l'effort max $N_{tsd} = 10,25 \text{ KN}$ La condition de résistance plastique de la section brute impose que :

$$N_{tsd} \leq N_{pl} = A f_y / \gamma_{M0} \quad A = (\gamma_{M0} \times N_{tsd}) / f_y \quad \rightarrow \quad A = (10250) * 1 / 235 \quad \rightarrow \quad A = 43,62 \text{ mm}^2.$$

$$\phi \geq \sqrt{4 \times 43,63 / \pi} \quad \rightarrow \quad \phi \geq 7,45 \text{ mm.}$$

Comme conclusion : on choisira des liernes de pannes de diamètre $\phi = 12 \text{ mm}$.

VI-4- Calcul et vérification de l'échantignolle :

L'échantignolle est un dispositif de fixation Permettent d'attacher les pannes aux fermes des portiques.

Le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de déversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent

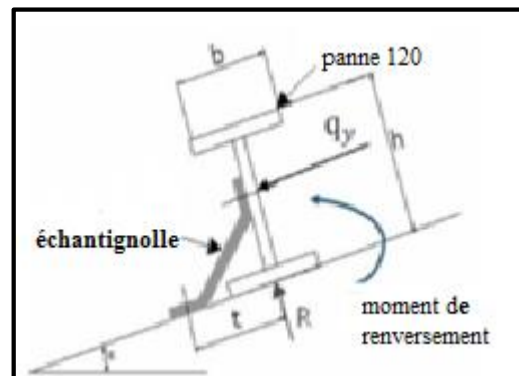


Figure.VI.7 : Schéma échantignolle.

L'excentrement t est limité par la condition suivante :

$$2 (b/2) \leq t \leq 3 (b/2)$$

Pour un IPE120 : $b = 6,4 \text{ cm}$; $h = 12 \text{ cm}$; $\implies 6,4 \text{ cm} \leq t \leq 18 \text{ cm}$;

Donc on prend $t = 10 \text{ cm}$.

VI-4-1- Calcul des sollicitations :

➤ **Rection :**

$$R = q_{uz} * l = 0,647 * 1,2 \quad \Longrightarrow \quad R = 0,78 \text{ KN ;}$$

➤ **Moment de renversement :**

M_R : sera déterminé par rapport à la section d'encastrement avec :

$$M_R = R * t + R * (h/2) = 0,78 * 0,1 + 0,78 * (0,12/2) \quad \Longrightarrow \quad M_R = 0,175 \text{ KN.m;}$$

VI-3-2- Dimensionnement de l'échantignole:

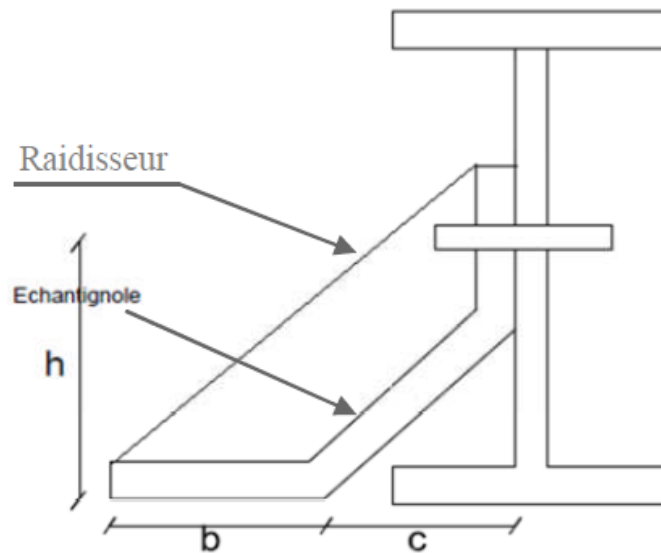


Figure.VI.8 : Dimension de l'échantignolle.

On a la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{el,Rd}$, avec : $M_{el,Rd} = \frac{W_{el} * f_y}{\gamma_{M0}}$ donc :

$$M_{sd} \leq M_{el,Rd} \quad \Longrightarrow \quad W_{el} \geq \frac{M_{sd} * \gamma_{M0}}{f_y} \quad \text{d'où} \quad W_{el} \geq \frac{175 * 10^2}{235 * 10^2} \quad \Longrightarrow \quad W_{el} \geq 0,745 \text{ cm ;}$$

Module de résistance de l'échantignolle :

$$\text{On a: } W_{el} = \frac{I}{V}; \quad I = \frac{L * e^3}{12}; \quad V = \frac{e}{L};$$

$$\text{Pour une section rectangulaire : } W_{ely} = \frac{e^2 * b}{6} \geq 0,745 \text{ cm ;} \quad e \geq \sqrt{\frac{6 * 0,745}{6,4}} \geq 0,84 \text{ cm.}$$

On adopte échantignolle à partir d'une tôle pliée de 10mm d'épaisseur.

VI-5- Calcul et vérification des lisses de bardage :

VI-5-1- Calcul des lisses de bardage :

Les lisses sont des éléments en profilé laminé qui sont formés en U, ils sont posés horizontalement, ils sont attachés avec les poteaux de portique ou éventuellement sur des potelets intermédiaires, ils sont destinés à reprendre les efforts du vent sur les bardages et ils sont calculés pour pouvoir résister au poids de la couverture, leur poids propre et les surcharges climatiques. La lisse fléchit en outre verticalement et fonctionne à la flexion simple.

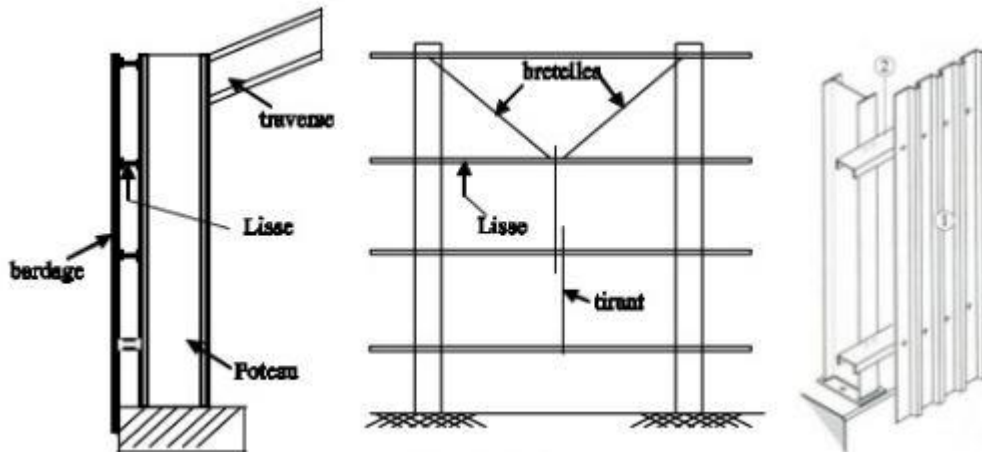


Figure.VI.9: Disposition des lisses.

VI-5-2- Caractéristiques des lisses :

- Chaque lisse repose sur 2 appuis de distance $L = 6\text{m}$.
- La portée entre axe des lisses $e = 1\text{m}$ (espace entre 2 lisses).
- Les lisses sont en acier S235 (E 24).

VI-5-3- Evaluation des charges et surcharges :

Le tableau suivant affiche tous les efforts supportés par la lisse comme suite :

ETAT	ELEMENT	G_{PP} (KN/m)	G_T (KN/m)	Q (KN/m)	W_1 (KN/m)	W_2 (KN/m)	S (KN/m)
ELS	LISSE UPN 120	0,134	0,144	0,444	-0,485	-0,598	0
ELU	LISSE UPN 120	0,134	0,144	0,444	-0,485	-0,598	0

TableauVI.5: Charges appliqué sur les lisses.

D'où : G_{pp} : Poids propre de la lisse par unité de surface ;

G_T : Poids propre de la couverture et accessoires d'attachements ;

Q : Surcharges d'entretien des murs;

W_1 : Surcharge du vent sur les murs, (w_1) perpendiculaires au pignon ;

W_2 : Surcharge du vent sur les murs, (w_2) perpendiculaire au long pan ;

S : Surcharge de la neige sur les murs;

VI-5-4- Combinaisons de charge les plus défavorables :

On a fait le tableau suivant qui était un Marco Excel, qui calcule automatiquement les efforts à partir les combinassions possible de toutes les charges supportées par les lisses à l'ELU et l'ELS,

N°	COMBINISONS	q _{ELU} (KN/m)
1	1.35G + 1.5Q + 0.9W1	0,605
2	1.35G + 1.5Q + 0.9W2	0,503
3	1.35G + 1.5Q + 0.9S	1,041
4	1.35G + 1.5Q + 0.9 (W1+S)	0,605
5	1.35G + 1.5Q + 0.9 (W2+S)	0,503
6	1.35G + 1.5W1 + 1.05Q	0,114
7	1.35G + 1.5W1 + 1.05S	-0,352
8	1.35G + 1.5W1 + 1.05Q+0.9S	0,114
9	1.35G + 1.5W2 + 1.05Q	-0,055
10	1.35G + 1.5W2 + 1.05S	-0,522
11	1.35G + 1.5W2 + 1.05Q+0.9S	-0,055
10	1.35G + 1.5S + 0.6W1	0,084
11	1.35G + 1.5S + 0.6W2	0,017
12	1.35G + 1.5S + 1.05Q+0.9W1	0,405
13	1.35G + 1.5S + 1.05Q+0.9W2	0,303

N°	COMBINISONS	q _{ELS} (KN/m)
1	G+Q+0.6W1	0,431
2	G+Q+0.6W2	0,722
3	G+Q+0.6S	0,722
4	G+Q+0.6(S+W1)	0,431
5	G+Q+0.6(S+W2)	0,363
6	G+W1+0.7Q	0,104
7	G+W2+0.7Q	-0,009
8	G+S+0.7Q	0,589
9	G+S+0.6W1	-0,013
10	G+S+0.6W2	-0,0808

q_{ELS} MAX (KN/m) 0,722

q_{ELU} MAX (KN/m) 1,0413

Tableau.VI.6: Combinassions possible de toutes les charges supportées par les lisses.

VI-5-5- Pré dimensionnement de la lisse :

Le principe de dimensionnement c'est le même que les pannes et les autres éléments en charpente métallique.

Le système basé toujours sur l'état limite de service ELS pour la détermination des sections avec la condition de la flèche, et la condition de résistance à l'ELU pour les vérifications.

Dans notre cas, la lisse se repose sur deux appuis simples dans le sens de l'axe Y-Y avec une longueur de $l_y = 6m$, et sur trois appuis dans le sens de l'axe Z-Z avec une longueur de $l_z = 3m$ à cause des liernes, qui jouent le rôle d'un appui dans ce sens, cette dernière supporte une charge uniformément répartie dans les deux axes.

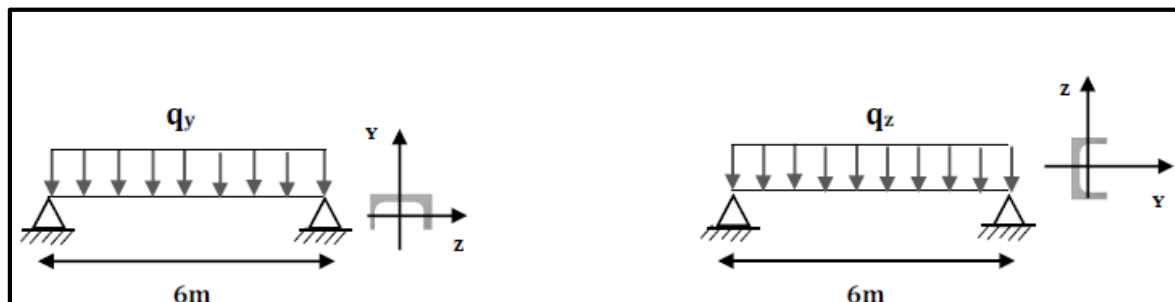


Figure VI.10 : la répartition des charges sur les lisses de long pan.

Selon l'axe Y-Y est : $f = \frac{5ql^4}{384EI}$ avec $f_y \leq f_{adm}$; $f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3\text{cm}$;

$$f_y = \frac{5 \times qy \times l^4}{384 \times E \times I_y} ; I_y \geq \frac{5 \times qy \times l^4}{384 \times E \times 3} = \frac{5 \times 722 \times 10^{-3} \times 600^4}{384 \times 21000 \times 3} ; \implies I_y \geq 193,39 \text{ cm}^4 .$$

Cette valeur correspondant à un **UPN120** avec ces caractéristiques :

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	d (mm)	P (kg/m)
120	55	7	9	9	82	13.4
A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
17.0	364	4.62	72.6	43.2	1.59	21.1

Tableau VI.7: Caractéristique et dimension d'UPN120.

VI-4-6- Vérification de la lisse aux états limites :

VI-4-6-1- Sollicitations supportées par la lisse :

➤ Calcul des charges à l'ELU :

$$G_{ELU,max}(y) = G_{max} \implies G_{ELU,max}(y) = 1,04 \text{ KN/m.}$$

➤ Calcul des charges à l'ELS :

$$G_{ELS,max}(y) = G_{max} \implies G_{ELS,max}(y) = 0,722 \text{ KN/m.}$$

➤ Calcul du moment de flexion sollicitant à l'ELU:

Suivant l'axe Y-Y :

$$M_{y,sd} = G_{ELU,max}(y) * \frac{ly^2}{8} = 1.04 \times \frac{6^2}{8} \implies M_{y,sd, ELU} = 4,68 \text{ KN.m.}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$M_{z,sd} = G_{ELU,max}(z) * \frac{lz^2}{8} = 1.04 \times \frac{3^2}{8} \implies M_{z, sd, ELU} = 1,17 \text{ KN.m.}$$

➤ Calcul du moment de flexion sollicitant à l'ELS:

Suivant l'axe Y-Y:

$$M_{y,sd,ELS} = G_{ELS,max}(y) * \frac{ly^2}{8} = 0.722 \times \frac{6^2}{8} \implies M_{y,sd,ELS} = 3,25 \text{ KN.m.}$$

Suivant l'axe Z-Z:

$$M_{z,sd,ELS} = G_{ELS,max}(z) * \frac{lz^2}{8} = 0.722 \times \frac{3^2}{8} \implies M_{z,sd,ELS} = 0,542 \text{ KN.m.}$$

➤ **Calcul du moment résistant :**

Suivant l'axe Y-Y :

$$M_{y,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{72.6 \times 235}{1.1} * 10^4 = 17,06.10^6 \text{ N.mm} \implies M_{y,rd} = 17,06 \text{ KN.m.}$$

Suivant l'axe Z-Z:

$$M_{z,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{21.1 \times 235}{1.1} * 10^4 = 4,96.10^6 \text{ N.mm} \implies M_{z,rd} = 4,96 \text{ KN.m.}$$

Le tableau suivant résume toutes les sollicitations agissantes à cette lisse :

états	axes	GELU,max (KN/m)	GELS,max (KN/m)	Msd,ELU (KN.m)	Msd,ELS (KN.m)	Mrd (KN.m)
ELU	Y-Y	1,04	0,722	4,68	3,25	17,06
ELS	Z-Z	1,04	0,722	1,17	0,542	4,96

Tableau VI.8: Résultats des sollicitations appliquées sur les lisses.

VI-5-6-2- Vérification de la lisse à l'ELU :

➤ **Classification de section :**

Flexion par rapport à l'axe y-y : Le tableau des profilé donne → classe 1 → $W_{y,pl} = 72.6\text{cm}^3$.

Flexion par rapport à l'axe z-z : Le tableau des profilé donne → classe 1 → $W_{z,pl} = 21.1\text{cm}^3$.

Donc la section globale est de la **classe I**.

➤ **Vérification à la flexion bi-axiale:**

$$M_{sdy} \leq M_{Rd} \implies M_{sdy} \leq M_{y,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{72.6 \times 235}{1.1} * 10^4 = 17,06\text{KN.mm};$$

$$M_{sdy} = 3,25\text{KN.m} < M_{y,rd} = 17,06 \text{ KN.m.}$$

$$M_{sdz} \leq M_{Rd} \implies M_{sdz} \leq M_{z,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{21.1 \times 235}{1.1} * 10^4 = 4,96 \text{ KN.mm};$$

$$M_{sdz} = 1,17\text{KN.m} < M_{z,rd} = 4,96\text{KN.m.}$$

$$\left[\frac{M_{y, Sd}}{M_{y, Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z, Sd}}{M_{z, Rd}} \right] = \left[\frac{1,17}{4,96} \right]^2 + \left[\frac{3,25}{17,06} \right] = 0,24 < 1 \quad \text{C'est vérifié.}$$

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

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $V_{z,sd} \leq V_{pl,z,rd}$ et $V_{y,sd} \leq V_{pl,y,rd}$;

$$V_{z,sd} = \frac{qz.l}{2} = \frac{1.04 \times 6}{2} ; V_{z,sd} = 3,12\text{KN} ; V_{pl,rd} = A_{vz} \times \frac{F_y}{\sqrt{3} \gamma M_0} = 43.2 \times \frac{23.5}{\sqrt{3} \cdot \gamma M_0} ;$$

$$V_{pl,rd} = 33,45\text{KN.}$$

$$V_{z,sd} = 1,94\text{KN} < V_{pl,rd} = 33.45 \text{ KN} \text{ et } V_{z,sd} = 3,12\text{KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 16,725 \text{ KN.}$$

Donc :

Il n'est pas nécessaire de considérer l'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

➤ **Vérification au déversement :**

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

Calcul de l'élancement réduit :

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

Calcul de moment critique :

M_{CR} : est le moment critique élastique de déversement est donnée par :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 \cdot G I_t}{\pi^2 \cdot E I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right];$$

$G = 0.4E$; $I_t = 4.15 \text{ cm}^4$; $I_w = I_z \cdot \frac{(h-tf)^2}{4} = 895.24 \text{ cm}^6$. $I_z = 43.2 \text{ cm}^4$ (correspondant UPN120).

G : module d'élasticité transversale.

$E = 210000 \text{ MPA}$: module d'élasticité longitudinal.

I_t : moment d'inertie de torsion.

I_w : moment d'inertie de gauchissement.

I_z : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie.

K et K_w : les facteurs de longueur effective avec :

$K = 1$ appui simple (tableau F.1.2 EC03.).

$K_w = 1$ (pas d'encastrement aux extrémités) ; $L = 6\text{m}$.

C_1, C_2, C_3 : facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement ($K=1$).

$C_1 = 1.132$ $C_2 = 0.459$ (tableau F.1.2 EC03).

L = longueur de maintien latéral = 600 cm .

$z_g = z_a - z_s = -6 \text{ cm}$.

z_a : coordonnée du point d'application de la charge.

z_s : coordonnée du centre de cisaillement.

z_s : est positif si la flèche est dirigée du centre de gravité vers la membrure comprimé.

z_j : Caractéristique sectorielle de la section.

$$M_{cr} = 1.132 \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 43.2}{(600)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \cdot \frac{895.24}{43.2} + \frac{600^2 \cdot 0.59 \cdot 4.15}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 43.2} + (0.459 \cdot 6)^2} - (0.459 \cdot (-6)) \right];$$

$$\implies M_{cr} = 24.26 \text{ KN.m};$$

$$M_{CRd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow M_{CRd} = \frac{72.6 \times 23.5}{1} \rightarrow M_{CRd} = 17.06 \text{ KN.m};$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{c,Rd} \cdot \gamma_{M1}}{M_{cr}}} \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1706}{2426}} = 0.8 > 0.4;$$

$$\alpha_{LT} = 0.21 \quad \text{pour les sections laminées ;(courbe a)} \quad \rightarrow \quad \chi_{LT} = 0.53 \text{ et } \gamma_{M1} = 1,1;$$

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}} = 19.58 \text{ KN}; \quad M_{y,sd} = 3.98 \text{ KN} < M_{b,rd} = 19.58 \text{ KN};$$

Donc la stabilité au déversement est vérifiée avec UPN120.

VI-5-6-3- Vérification de la lisse à l'ELS :

Dans cette état il faut vérifier la flèche max qui résulte aux efforts de l'ELS avec :

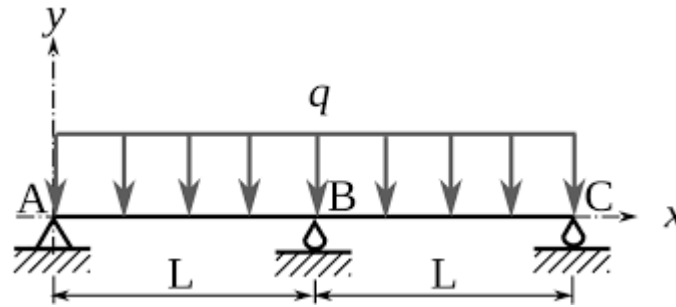


Figure.VI.11: Forme de flèche sur la lisse.

$$\delta_{\max} = \delta_y + \delta_z \leq \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm} ;$$

Avec :

$$\delta_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_y} ; \quad \delta_y = \frac{5 \times 722 \times 10^3 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 364 \times 10^4} = 11,2 \text{ mm} < 30 \text{ mm}.$$

$$\delta_z = \frac{2,05 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_z} ; \quad \delta_z = \frac{2,05 \times 722 \times 10^3 \times 3000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 42,2 \times 10^4} = 3,5 \text{ mm} < 30 \text{ mm}.$$

$$\delta_{\max} = \delta_y + \delta_z = 11,2 + 3,50 = 18,5 \text{ mm} < 30 \text{ mm}. \quad \implies \text{Condition Vérifier ;}$$

VI-6- Calcul et vérification des liernes de lisses de bardages:

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

VI-6-1- Calcul des forces de traction :

Dans le plan (y-y) on a considéré les pannes sur 3 appuis dont l'appui central est un appui simple la réaction au droit de cet appui est :

$$R = q_{uy} \times L/2 ; \quad \text{Avec } q_{uy} = 1,04 \text{ KN/ml} ;$$

$$\text{Donc : } R = 1,56 \text{ KN} ;$$

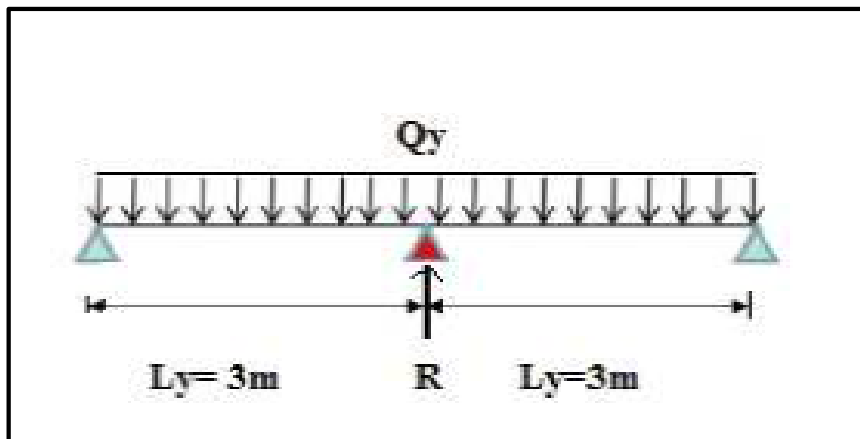


Figure.VI.12 : Cas de charge de lierne.

$$T_1 = R/2 = 0,76 \text{KN.}$$

Effort dans le tronçon L2 :

$$T_2 = T_1 + R = 0,76 + 1,5 = 2,26 \text{KN.}$$

Effort dans le tronçon L3 :

$$T_3 = T_2 + R = 2,26 + 1,5 = 3,76 \text{KN.}$$

Effort dans le tronçon L4 :

$$T_4 = T_3 + R = 3,76 + 1,5 = 5,26 \text{KN.}$$

Effort dans le tronçon L5 :

$$T_5 = T_4 + R = 5,25 + 1,5 = 6,76 \text{KN.}$$

Effort dans le tronçon L6 :

$$T_6 = T_5 + R = 6,76 + 1,5 = 8,26 \text{KN.}$$

Effort dans le tronçon L7 :

$$T_7 = T_6 + R = 8,26 + 1,5 = 9,76 \text{KN.}$$

Effort dans le tronçon L8 :

$$T_8 = T_7 + R = 9,76 + 1,5 = 11,26 \text{KN.}$$

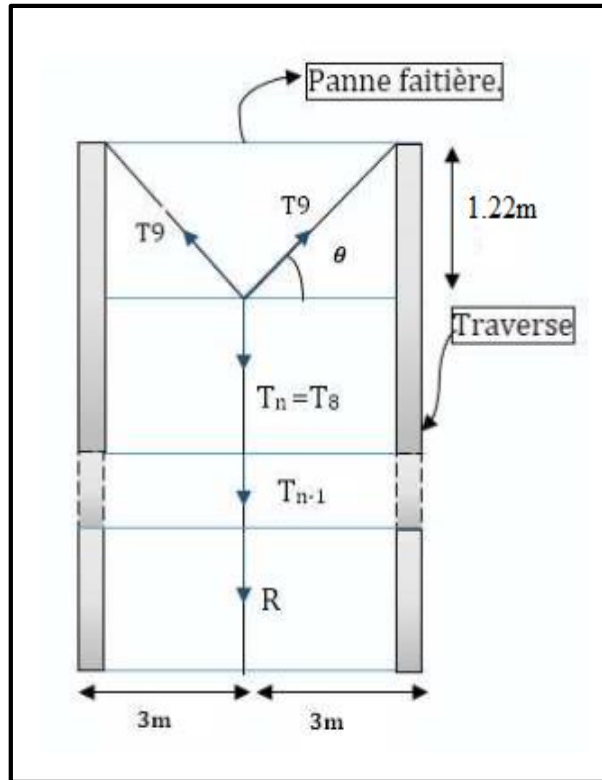


Figure.VI .13 : Position des liernes.

$$2 T_9 \sin \theta = T_8 \quad \rightarrow \quad T_9 = T_8 / 2 \sin \theta ; \quad \text{avec :} \quad \theta = 45^\circ.$$

$$T_9 = 11,26 / 2 * \sin (45^\circ) \quad \rightarrow \quad T_9 = 3,98 \text{ KN.}$$

VI-6-2- Calcul de la section de lierne de lisses de bardage :

Le tronçon le plus sollicité si celui qui a l'effort max $N_{t_{sd}} = 11.26 \text{KN}$, la condition de résistance plastique de la section brute impose que :

$$N_{t_{sd}} \leq N_{pl} = A f_y / \gamma_{M0} \quad A = (\gamma_{M0} \times N_{t_{sd}}) / f_y \quad \rightarrow \quad A = (11260) * 1 / 235 \quad \rightarrow \quad A = 47,91 \text{ mm}^2.$$

$$\phi \geq \sqrt{4 \times 47,91 / \pi} \quad \rightarrow \quad \phi \geq 7,81 \text{mm.}$$

Comme conclusion : on choisira des liernes de pannes de diamètre $\phi = 12 \text{mm}$.

VI 7- Calcul des potelets :

VI-7-1- Calcul des potelets de bardage :

Les potelets sont des éléments de profilé laminé, leur rôle est transmettre les différents efforts horizontaux du versant et les efforts verticaux dus au vent vers le sol.

Ce sont des profilés posés verticalement aux pignons, Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités, et sont soumis à la flexion composée sous les efforts normaux produit par le poids propre du potelet et les lisses de bardage et effort produit par l'action du vent sur le pignon.

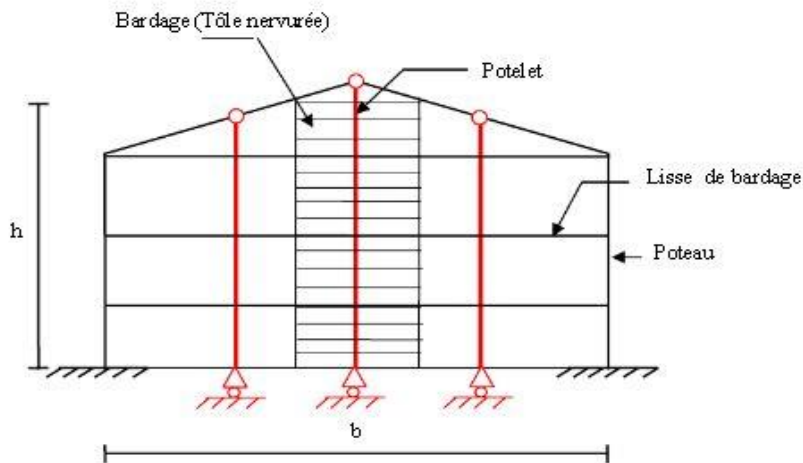


Figure.VI.14 : Un potelet articulé.

VI-7-2- Caractéristiques des potelets :

- Chaque potelet repose sur deux appuis simples.
- Chaque pignon contient deux potelets de hauteur $h = 10,6m$.
- La portée entre axe des potelets $e = 6m$ (espace entre 2 potelets).
- les potelets sont en acier S235 (E 24).

VI-6-3- Evaluation des charges et surcharges :

Le tableau suivant affiche tous les efforts supportés par le potelet comme suite :

ETAT	ELEMENT	G_{PP} (KN/m)	G_T (KN/m)	Q (KN/m)	W_1 (KN/m)	W_2 (KN/m)	S (KN/m)
ELS	POTELET HEA 200	0,423	0,144	0,444	0,635	0,523	0
ELU	POTELET HEA 200	0,423	0,144	0,444	0,635	0,523	0

TableauVI.9: Charges appliqué sur les potelets.

D'où : G_{pp} : Poids propre du potelet par unité de surface ;

G_T : Poids propre de la couverture et accessoires d'attachements ;

Q : Surcharges d'entretien de la toiture inaccessible ;

W_1 : Surcharge du vent sur les murs, (w_1) perpendiculaires au pignon ;

W_2 : Surcharge du vent sur les murs, (w_2) perpendiculaire au long pan ;

S : Surcharge de la neige sur la toiture ;

VI-7-4- Combinaisons de charge les plus défavorables :

On a fait le tableau suivant qui était un Marco Excel, qui calcule automatiquement les efforts à partir les combinassions possible de toutes les charges supportées par les potelets à l'ELU et l'ELS,

N°	COMBINISIONS	q _{ELU} (KN/m)
1	1.35G + 1.5Q + 0.9W1	2,246
2	1.35G + 1.5Q + 0.9W2	2,145
3	1.35G + 1.5Q + 0.9S	1,674
4	1.35G + 1.5Q + 0.9 (W1+S)	2,246
5	1.35G + 1.5Q + 0.9 (W2+S)	2,145
6	1.35G + 1.5W1 + 1.05Q	2,427
7	1.35G + 1.5W1 + 1.05S	1,961
8	1.35G + 1.5W1 + 1.05Q+0.9S	2,427
9	1.35G + 1.5W2 + 1.05Q	2,259
10	1.35G + 1.5W2 + 1.05S	1,793
11	1.35G + 1.5W2 + 1.05Q+0.9S	2,259
10	1.35G + 1.5S + 0.6W1	1,389
11	1.35G + 1.5S + 0.6W2	1,322
12	1.35G + 1.5S + 1.05Q+0.9W1	2,046
13	1.35G + 1.5S + 1.05Q+0.9W2	1,945

q_{ELU} MAX (KN/m)	2,427
-----------------------------------	--------------

N°	COMBINISIONS	q _{ELS} (KN/m)
1	G+Q+0.6W1	1,572
2	G+Q+0.6W2	1,191
3	G+Q+0.6S	1,191
4	G+Q+0.6(S+W1)	1,572
5	G+Q+0.6(S+W2)	1,505
6	G+W1+0.7Q	1,693
7	G+W2+0.7Q	1,581
8	G+S+0.7Q	1,058
9	G+S+0.6W1	1,128
10	G+S+0.6W2	1,061

q_{ELS} MAX (KN/m)	1,693
-----------------------------------	--------------

Tableau VI.10: Combinassions possible de toutes les charges supportées par les potelets.

VI-7-5- Pré dimensionnement du potelet :

Le principe de dimensionnement c'est le même que les potelets et les autres éléments en charpente métallique.

Le système basé toujours sur l'état limite de service ELS pour la détermination des sections avec la condition de la flèche, et la condition de résistance à l'ELU pour les vérifications.

Dans notre cas, le potelet se repose sur deux appuis simples dans le sens de l'axe Y-Y avec une hauteur de h = 10,6m, ces dernières supportent une charge uniformément répartie dans les deux axes.

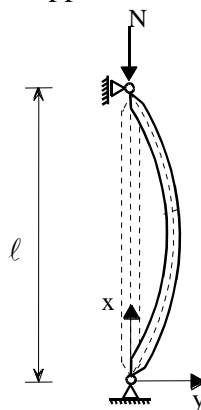


Figure VI.15 : déformation des potelets sous les efforts appliqués.

Selon l'axe Y-Y, le déplacement de la tête de potelet est : $\delta = \frac{5ql^4}{384EI}$ avec $\delta_y \leq \delta_{adm}$;

$$\delta_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{1060}{200} = 5,3 \text{ cm} ;$$

$$\delta_y = \frac{5 \times qy \times l^4}{384 \times E \times I_y} ; I_y \geq \frac{5 \times qy \times l^4}{384 \times E \times 5,3} = \frac{5 \times 169 \times 10^{-3} \times 1060^4}{384 \times 21000 \times 5,3} ; \implies I_y \geq 2496,05 \text{ cm}^4$$

Cette valeur correspondant à un **HEA 200** avec ces caractéristiques :

h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	d (mm)	P (kg/m)
190	200	6,5	10	18	134	42,3
A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
53,83	3692	8,28	429,5	1336	1336	203,8

Tableau VI.11: Caractéristique et dimension d' HEA 200.

VI-7-5-1- Vérification de potelet aux états limites :

VI-7-5-1-1 Sollicitations supportées par le potelet :

➤ Calcul des charges à l'ELU :

$$G_{ELU,max}(y) = G_{max} \implies G_{ELU,max}(y) = 2,427 \text{ KN/m.}$$

➤ Calcul des charges à l'ELS :

$$G_{ELS,max}(y) = G_{max} \implies G_{ELS,max}(y) = 1,693 \text{ KN/m.}$$

➤ Calcul du moment de flexion sollicitant à l'ELU:

Suivant l'axe Y-Y :

$$M_{y,sd} = G_{ELU,max}(y) * \frac{ly^2}{8} = 2,427 \times \frac{10,6^2}{8} \implies M_{y,sd,ELU} = 34,08 \text{ KN.m.}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$M_{z,sd} = G_{ELU,max}(z) * \frac{lz^2}{8} = 2,427 \times \frac{10,6^2}{8} \implies M_{z,sd,ELU} = 34,08 \text{ KN.m.}$$

➤ Calcul de moment de flexion sollicitant à l'ELS:

Suivant l'axe Y-Y:

$$M_{y,sd,ELS} = G_{ELS,max}(y) * \frac{ly^2}{8} = 1,693 \times \frac{10,6^2}{8} \implies M_{y,sd,ELS} = 23,78 \text{ KN.m.}$$

Suivant l'axe Z-Z:

$$M_{z,sd,ELS} = G_{ELS,max}(z) * \frac{lz^2}{8} = 1,693 \times \frac{10,6^2}{8} \implies M_{z,sd,ELS} = 23,78 \text{ KN.m.}$$

➤ **Calcul du moment résistant :**

Suivant l'axe Y-Y :

$$M_{y,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{429,5 \times 235}{1.1} * 10^4 = 917,57.10^6 \text{ N.mm} \implies M_{y,rd} = 917,57 \text{ KN.m.}$$

Suivant l'axe Z-Z:

$$M_{z,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{203,8 \times 235}{1.1} * 10^4 = 435,39.10^6 \text{ N.mm} \implies M_{z,rd} = 435,39 \text{ KN.m.}$$

➤ **Calcul de l'effort résistant :**

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{53,83 \times 23,5}{1.1} = 1150.10^3 \text{ N.} \implies N_{pl,rd} = 1150 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul de l'effort sollicitant à l'ELU :**

$N_{sd} = G_{pp} + G_{TN} + G_{lisse} + G_{attache}$ d'où :

G_{pp} : poids propre de potelet ; $G_{pp} = 0,423 \text{ KN}$.

G_{TN} : poids propre de couverture des parois TN45 ; $G_{TN} = 0,144 \text{ KN}$.

G_{lisse} : poids propre des lisses ; $G_{lisse} = 0,134 * 5 \text{ lisses} = 0,67 \text{ KN}$.

$G_{attache}$: poids propre de attache d'assemblage 5% de poids de couverture; $G_{attache} = 0,0072 \text{ KN}$.

$$N_{sd} = 1,35 * (0,423 + 0,144 + 0,67 + 0,0072) \implies N_{sd} = 1,49 \text{ KN.}$$

Le tableau suivant résume toutes les sollicitations agissantes à ce potelet :

états	axes	$G_{ELU,max}$ (KN/m)	$G_{ELS,max}$ (KN/m)	$M_{sd,ELU}$ (KN.m)	N_{sd} ELU (KN)	$N_{pl,rd}$ (KN)	M_{rd} (KN.m)
ELU	Y-Y	2,427	1,693	34,08	1,49	1150	917,57
ELS	Z-Z	2,427	1,693	34,08	1,49	1150	435,39

Tableau VI.12: Résultats des sollicitations appliquées sur les potelets.

VI-7-5-2- Vérification de potelet à l'ELU :

➤ **Classification de section :**

Flexion par rapport à l'axe y-y : Le tableau des profilé donne → classe 1 → $W_{y,pl} = 429,5 \text{ cm}^3$.

Flexion par rapport à l'axe z-z : Le tableau des profilé donne → classe 1 → $W_{z,pl} = 203,8 \text{ cm}^3$.

Donc la section globale est de la **classe I**.

Désignation	Classification ENV 1993-1-1					
	Flexion. axe y/y			compression pure		
/	S235	S275	S355	S235	S275	S355
HE 200 A	1		3	1		3

Tableau VI.13: Classifications des sections.

➤ **Vérification à sous l'effort axial :**

Il faut que : $N_{sd} \leq \min (0,25N_{pl,rd} ; 0,5 (A_w \cdot f_y) / \gamma_{M0}) ;$

Avec:

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 5383 - 2 \times 200 \times 10 \quad \Longrightarrow \quad A_w = 1383 \text{ mm}^2.$$

$$N_{sd} \leq \min (0,25N_{pl,rd} = 0,25 \cdot 1150 = 287,5 \text{ KN} ; 0,5 (1383 \cdot 235) / 1,1 = 147,73 \text{ KN}) ;$$

$$N_{sd} = 1,49 \text{ KN} \leq 147,73 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $V_{z,sd} \leq V_{pl,z,rd}$ et $V_{y,sd} \leq V_{pl,y,rd}$

$$V_{z,sd} = \frac{Gz \cdot l}{2} = \frac{2,427 \times 10,6}{2} ; V_{z,sd} = 12,86 \text{ KN} ; V_{pl,rd} = A_{VZ} \times \frac{F_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 18,08 \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} ;$$

$$V_{pl,rd} = 128,75 \text{ KN} ;$$

$$V_{z,sd} = 12,86 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 128,75 \text{ KN} \text{ et } V_{z,sd} = 12,86 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 64,36 \text{ KN.}$$

Donc :

Il n'est pas nécessaire de considérer l'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

➤ **Vérification de la stabilité au flambement flexion :**

Pour cette vérification on utilise la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y M_{y,sd}}{W_{pl,y} f_y \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,sd}}{W_{pl,z} f_y \gamma_{M1}} \leq 1 \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

$$N_{sd} = 1,49 \text{ KN} ; \quad M_{y,sd} = 34,08 \text{ KN.m} ; \quad M_{z,sd} = 0 ; \quad M_{pl,y,rd} = 917,57 \text{ KN.m} ;$$

$$M_{pl,z,rd} = 435,39 \text{ KN.m} ; \quad M_{crd} = M_{ply,rd} = 917,57 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y,sd} = 34,08 \text{ KN.m} < M_{crd} = 917,57 \text{ KN.m.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

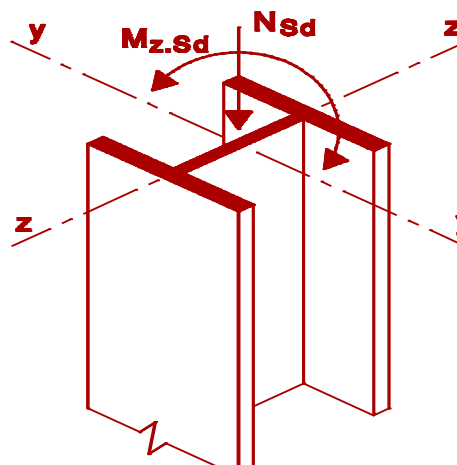


Figure.VI.16 : sollicitations appliqué au potelet.

1. Calculons la longueur de flambement :

Autour de l'axe y-y (dans le plan de l'âme) : le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur.

Donc la longueur de flambement $l_{ky} = 10.60 \text{ m}$.

Autour de l'axe faible inertie z-z (dans le plan perpendiculaire de l'âme), le potelet est empêché de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage.

Donc la longueur de flambement $l_{kz} = 1.2 \text{ m}$.

Pour HEA200, les rayons de giration sont : $i_y = 8,28\text{cm}$; $i_z = 1,336\text{cm}$;

2. Calcule les élancements :

$$\lambda_Y = l_Y / i_Y = 1060 / 8,28 = 128,02 \quad \Longrightarrow \quad \lambda_Y = 128,02 ;$$

$$\lambda_Z = l_Z / i_Z = 120 / 1,336 = 89,82 \quad \Longrightarrow \quad \lambda_Z = 89,82 ;$$

3. Calcule les élancements critiques :

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2 \text{ car } t < 40 \text{ mm} \quad \varepsilon = (f_y/235)^{0,5} = 1 ;$$

HEA200 est de classe 1 $\rightarrow \beta_w = 1 ;$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} ; \quad \bar{\lambda} = \frac{128,02}{93,9} \times \sqrt{1} = 1,36 > 0,2 \quad \Longrightarrow \quad \text{il y a un risque de flambement.}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_{cr}} \times \sqrt{\beta_w} ; \quad \bar{\lambda} = \frac{89,82}{93,9} \times \sqrt{1} = 0,96 > 0,2 \quad \Longrightarrow \quad \text{il y a un risque de flambement.}$$

4. Calcul le coefficient de réduction χ_{min} : $\chi_{min} = \min (X_y ; X_z) ;$

Choix de la courbe de flambement d'après le tableau 5.5.3 Eurocode 3 :

Pour HEA200: $h = 190 \text{ mm}$, $b = 200 \text{ mm}$, $t_f = 10 \text{ mm}$;

Donc : $\frac{h}{b} = \frac{190}{200} = 0,95 > 1,2$ et $t_f = 10 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$;

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur de d'imperfection α
y - y	a	0,2
z - z	b	0,34

Tableau VI.14 : Coefficient de flambement correspondant à la section HEA200 ;

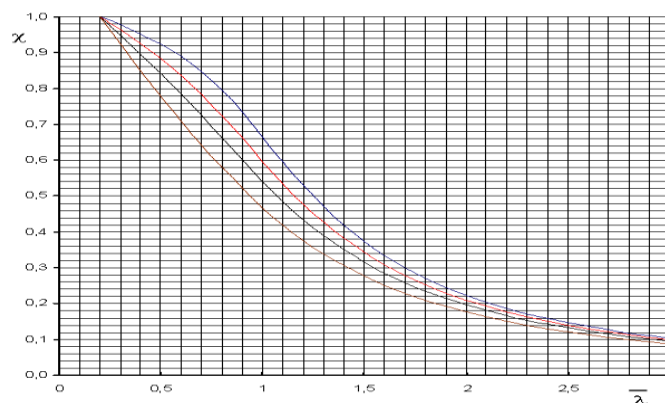


Figure.VI.17 : courbe de flambement.

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad \phi_y = 0,5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right];$$

$$\phi_y = 0,5 \left[1 + 0,2 (1,36 - 0,2) + \overline{1,36^2} \right] = 1,541 \quad ; \quad \chi_y = 0,44 \leq 1 \quad ;$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad ; \quad \phi_z = 0,5 \left[1 + \alpha_z (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right];$$

$$\phi_z = 0,5 \left[1 + 0,34 (0,96 - 0,2) + 0,96^2 \right] = 1,09 \quad ; \quad \chi_z = 0,84 \leq 1 \quad ;$$

$$\chi_{\min} = \min (0,44 \quad ; \quad 0,84) \quad ; \quad \text{donc} \quad \chi_{\min} = 0,44 \quad ;$$

5. Calcul du facteur d'amplification :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times F_y} \quad \text{et} \quad K_y \leq 1,5 \quad ;$$

Le potelet étant bi-articulé à ses extrémités et d'après le tableau du calcul du moment équivalent $\beta_{M_y} = \beta_{m_q} = 1,3$ (Charge de vent uniformément répartie) ;

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{M_y} - 4) + \frac{W_{ply-welz}}{w_{ely}} \quad ; \quad \mu_y = 1,36 (2 \times 1,3 - 4) + \frac{429,5 - 388,6}{388,6} \quad \mu_y = -1,79 < 0,9 \quad ;$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{M_z} - 4) + \frac{W_{plz-welz}}{w_{elz}} \quad ; \quad \mu_z = 0,96 (2 \times 1,3 - 4) + \frac{203,8 - 133,6}{133,6} \quad \mu_z = -0,82 < 0,9 \quad ;$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X_y \times A \times F_y} = 1 - \frac{-1,79 \times 1,49}{0,44 \times 5383 \times 0,235} \quad K_y = 1,003 \leq 1,5 \quad ;$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{X_z \times A \times F_y} = 1 - \frac{-0,82 \times 1,49}{0,84 \times 5383 \times 0,235} \quad K_z = 1,001 \leq 1,5 \quad ;$$

On revenant à la relation (1) on trouve que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} = \frac{1,49}{0,44 \times 5383 \times \frac{0,235}{1,1}} + \frac{1,003 \times 34,08}{917,57} = 0,03 + 0,037 = 0,067 < 1$$

Conclusion : la relation (1) est vérifié, donc la section résiste vis à vie la flexion composé.

VI-7-5-3- Vérification de de potelet à l'ELS :

Il faut vérifier le déplacement max de tête de potelet qui résulte aux efforts de l'ELS avec :

$$\delta_{\max} = \delta_y + \delta_z \leq \frac{l}{200} = \frac{10600}{200} = 53 \text{ mm} \quad ;$$

Avec :

$$\delta_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_y} \quad ; \quad \delta_y = \frac{5 \times 1693 \times 10^3 \times 10600^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 3692 \times 10^4} = 35,9 \text{ mm} < 53 \text{ mm}.$$

$$\delta_z = \frac{2,05 \times q_z \times l^4}{384 \times E \times I_z} \quad ; \quad \delta_z = \frac{0,745 \times 1693 \times 10^3 \times 1200^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 1336 \times 10^4} = 2,42 \text{ mm} < 30 \text{ mm}.$$

$$\delta_{\max} = \delta_y + \delta_z = 35,9 + 2,42 = 38,32 \text{ mm} < 53 \text{ mm}. \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifier ;}$$



CHAPITRE VII :
ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VII-1- Introduction

Après avoir calculer les éléments secondaires dans le chapitre précédent, nous calculerons les éléments principaux de notre projet avec la modélisation de la structure en 3D par le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS version 2010, ce dernier est un logiciel basé sur la modélisation par la méthode des éléments finis qu' il va nous donner les sollicitations nécessaires (M,N et V) pour notre vérifications et dimensionnement les éléments composantes, la structure de notre projet (portique, contreventement, sablier et poutre de roulement) et les vérifier vis-à-vis les phénomènes d'instabilité élastique (flambement et déversement)

VII-2- Calcul et vérification des poteaux :

VII-2-1- Calcul des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les surcharges, et qui transmettent ces derniers aux fondations, ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB, les poteaux travaillent toujours en flexion compose et en déversement, la vérification se fait pour le poteau le plus sollicité selon EC3,

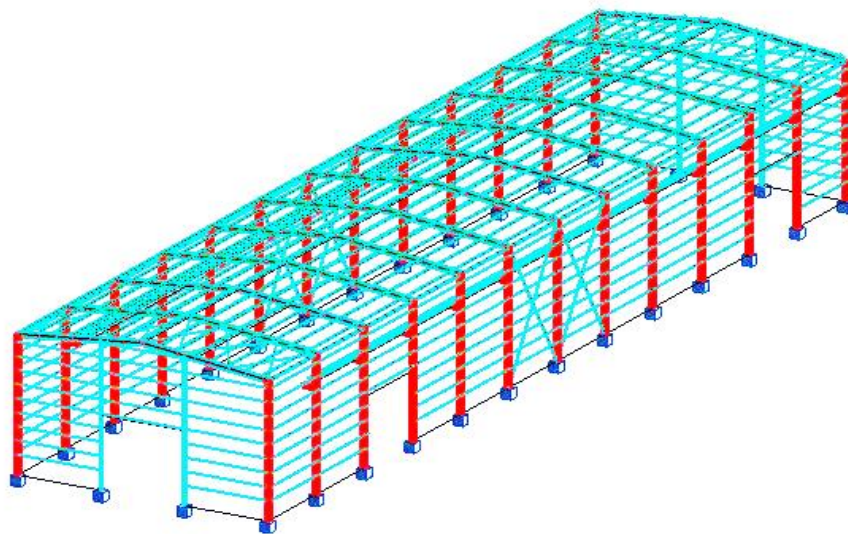


Figure.VII.1 : disposition des poteaux.

VII-2-2- Caractéristiques des poteaux :

- Chaque poteau repose sur un appui encastré.
- Chaque pignon contient deux poteaux de hauteur $h = 10\text{m}$.
- La portée entre axe des poteaux $e = 6\text{m}$.
- Les poteaux sont en acier S235 (E 24).

VII-2-3- Evaluation des charges et surcharges :

Le tableau suivant affiche toutes les actions supportées par le poteau comme suite :

Cas	Type de charge	Liste				
1:G	pois propre	1A24 33A28	Structure enti	-Z	Coef=1,00	MEMO :
6:S	(EF) surfacique uniforme		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-0,14	global
3:W1	(EF) surfacique uniforme		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,17	global
3:W1	(EF) surfacique uniforme		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-0,95	global
3:W1	(EF) surfacique uniforme		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-0,32	global
3:W1	(EF) surfacique uniforme		PX=0,0	PY=0,85	PZ=0,0	global
3:W1	(EF) surfacique uniforme		PX=0,0	PY=-0,07	PZ=0,0	global
3:W1	(EF) surfacique uniforme		PX=-0,65	PY=0,0	PZ=0,0	global
3:W1	(EF) surfacique uniforme		PX=-0,48	PY=0,0	PZ=0,0	global
3:W1	(EF) surfacique uniforme		PX=-0,23	PY=0,0	PZ=0,0	global
5:W2	(EF) surfacique uniforme		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-1,33	global
5:W2	(EF) surfacique uniforme		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-0,95	global
5:W2	(EF) surfacique uniforme		PX=0,0	PY=0,0	PZ=-0,48	global
5:W2	(EF) surfacique uniforme		PX=0,70	PY=0,0	PZ=0,0	global
5:W2	(EF) surfacique uniforme		PX=-0,21	PY=0,0	PZ=0,0	global
5:W2	(EF) surfacique uniforme		PX=0,0	PY=-0,21	PZ=0,0	global
5:W2	(EF) surfacique uniforme		PX=0,0	PY=-0,80	PZ=0,0	global
5:W2	(EF) surfacique uniforme		PX=0,0	PY=-0,63	PZ=0,0	global
7:Q	charge uniforme	9A24 39A54	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-0,44	global

Tableau.VII.1: Charges appliqué sur les poteaux.

- D’où : G_{pp} : Poids propre du poteau par unité de surface est calculé auto par Robot;
 G_T : Poids propre de la couverture et accessoires d’attachements ;
 Q : Surcharges d’entretien de la toiture inaccessible ;
 W_1 : Surcharge du vent sur les murs, (w_1) perpendiculaires au pignon ;
 W_2 : Surcharge du vent sur les murs, (w_2) perpendiculaire au long pan ;
 S : Surcharge de la neige sur la toiture ;
 $CH R$: charge mobile due au pont roulant ;

VII-2-4- Combinaisons de charge les plus défavorables :

Le tableau suivant qui était donné par Robot pour les combinassions possible de toutes les charges supportées par les poteaux à l’ELU et l’ELS,

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature de la combinaison	Nature du cas	Définition
8 (C)	1.35G + 1.5Q + 0.9W1	Combinaison linéaire	ELU	permanente	1*1.33+7*1.50+3*0.90
9 (C)	1.35G + 1.5Q + 0.9W2	Combinaison linéaire	ELU	permanente	1*1.33+7*1.50+5*0.90
10 (C)	1.35G + 1.5Q + 0.9S	Combinaison linéaire	ELU	permanente	1*1.33+7*1.50+6*0.90
11 (C)	1.35G + 1.5Q + 0.9 (W1+S)	Combinaison linéaire	ELU	permanente	1*1.33+7*1.50+(3+6)*0.90
12 (C)	1.35G + 1.5Q + 0.9 (W2+S)	Combinaison linéaire	ELU	permanente	1*1.33+7*1.50+(5+6)*0.90
13 (C)	1.35G + 1.5W1 + 1.05Q	Combinaison linéaire	ELU	permanente	1*1.33+3*1.50+7*1.05
14 (C)	1.35G + 1.5W1 + 1.05S	Combinaison linéaire	ELU	permanente	1*1.33+3*1.50+6*1.05
15 (C)	1.35G + 1.5W1 + 1.05Q+0.9S	Combinaison linéaire	ELU	permanente	1*1.33+3*1.50+7*1.05+6*0.90
16 (C)	1.35G + 1.5W2 + 1.05Q	Combinaison linéaire	ELU	permanente	1*1.33+5*1.50+7*1.05
17 (C)	1.35G + 1.5W2 + 1.05S	Combinaison linéaire	ELU	permanente	1*1.33+5*1.50+6*1.05
18 (C)	1.35G + 1.5W2 + 1.05Q+0.9S	Combinaison linéaire	ELU	permanente	1*1.33+5*1.50+7*1.05+6*0.90
19 (C)	1.35G + 1.5S + 0.6W1	Combinaison linéaire	ELU	permanente	1*1.33+6*1.50+3*0.60
20 (C)	1.35G + 1.5S + 0.6W2	Combinaison linéaire	ELU	permanente	1*1.33+6*1.50+5*0.60
21 (C)	1.35G + 1.5S + 1.05Q+0.9W1	Combinaison linéaire	ELU	permanente	1*1.33+6*1.50+7*1.05+3*0.90
22 (C)	1.35G + 1.5S + 1.05Q+0.9W2	Combinaison linéaire	ELU	permanente	1*1.33+6*1.50+7*1.05+5*0.90
23 (C)	G+Q+0.6W1	Combinaison linéaire	ELS	d'exploitation	(1+7)*1.00+3*0.60
24 (C)	G+Q+0.6W2	Combinaison linéaire	ELS	d'exploitation	(1+7)*1.00+5*0.60
25 (C)	G+Q+0.6S	Combinaison linéaire	ELS	d'exploitation	(1+7)*1.00+6*0.60
26 (C)	G+Q+0.6(S+W1)	Combinaison linéaire	ELS	d'exploitation	(1+7)*1.00+(3+6)*0.60
27 (C)	G+Q+0.6(S+W2)	Combinaison linéaire	ELS	d'exploitation	(1+7)*1.00+(5+6)*0.60
28 (C)	6G+W1+0.7Q	Combinaison linéaire	ELS	d'exploitation	(1+3)*1.00+7*0.70
29 (C)	G+W2+0.7Q	Combinaison linéaire	ELS	d'exploitation	(1+5)*1.00+7*0.70
30 (C)	G+S+0.7Q	Combinaison linéaire	ELS	d'exploitation	(1+6)*1.00+7*0.70
31 (C)	G+S+0.6W1	Combinaison linéaire	ELS	d'exploitation	(1+6)*1.00+3*0.60
32 (C)	G+S+0.6W2	Combinaison linéaire	ELS	d'exploitation	(1+6)*1.00+5*0.60

Tableau.VII.2: Combinassions possible de toutes les charges supportées par les poteaux.

VII-2-5- Pré dimensionnement du poteau :

Le principe de dimensionnement c'est le même que les potelets et les autres éléments en charpente métallique.

Le système basé toujours sur l'état limite de service ELS pour la détermination des sections avec la condition de la flèche, et la condition de résistance à l'ELU pour les vérifications.

Dans ce cas, le pré dimensionnement ce fait à partir du logiciel après la modélisation de la structure avec toute les actions agissants.

Le pré dimensionnement ce fait par le programme Robot pour les poteaux c'est des HEA400 comme montre le tableau suivant:


Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 POTEAUX						
229 POTEAUXX	 HEA 400	ACIER E24	74.45	186.40	0.26	8 1.35G + 1.5Q + 0.

Tableau.VII.3: dimensionnement des poteaux sous les efforts appliqués.

Donc les caractéristiques de cette section sont :

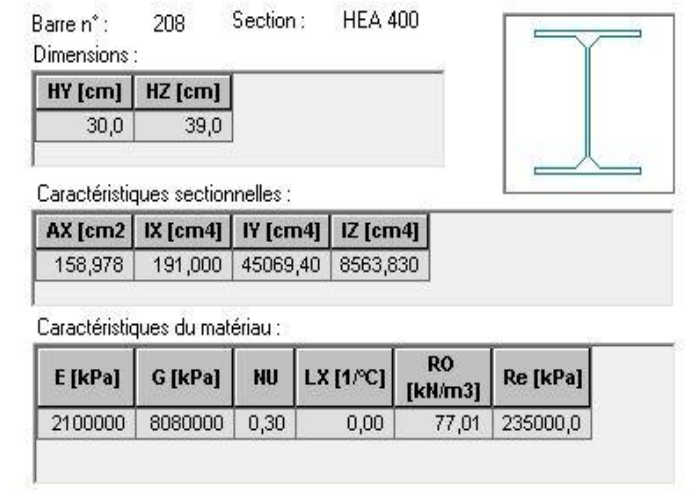


Figure.VII.2 : Caractéristique géométrique du profilé HEA400.

VII-2-6- vérification de poteau aux états limites :

VII-2-6-1- Sollicitations supportées par le poteau:

- **Calcul du moment de flexion sollicitant à l'ELU par Robot:**

Suivant l'axe Y-Y :

$$M_{y, sd, ELU} = 120,56 \text{ KN.m.}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$M_{z, sd, ELU} = 2,21 \text{ KN.m.}$$

➤ l'effort sollicitant à l'ELU par Robot :

$$N_{pl,sd} = 86,66 \text{ KN.}$$

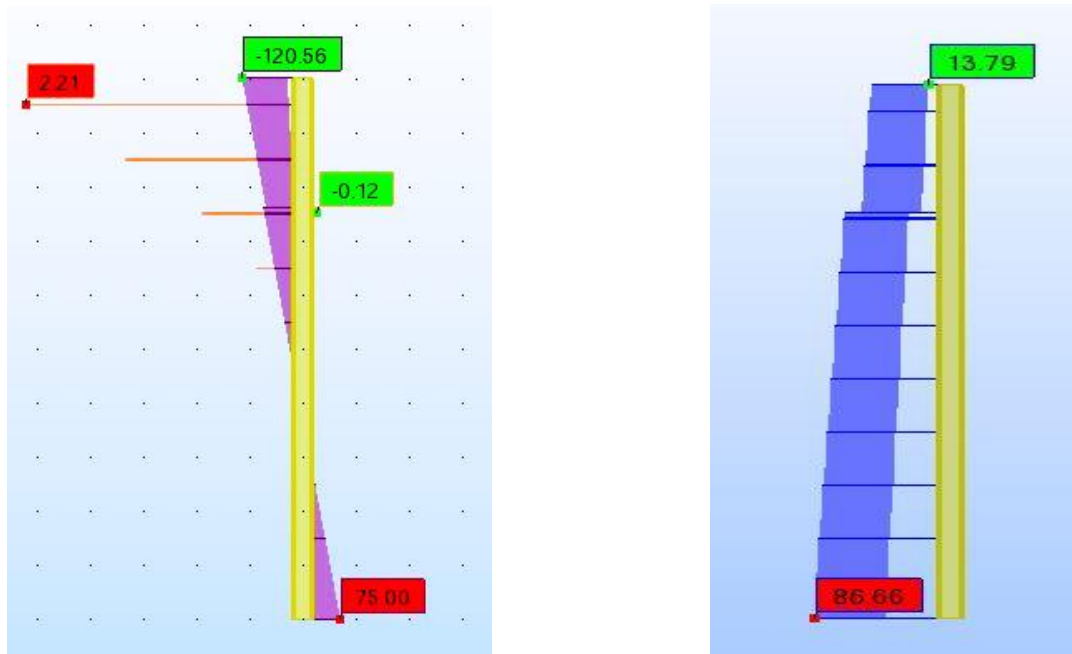


Figure.VII.3 : l'effort et le moment sollicitant à l'ELU par Robot.

➤ Moment et l'effort résistant par Robot :

Le tableau suivant donne les valeurs de moment et l'effort résistant qui était bien calculé avec Robot.

Nc,Rd	3735.98	kN	résistance ultime plastique en compression
Nb,Rd	2873.61	kN	résistance ultime en compression compte tenu du flamb
Mb,Rd	389.54	kN*m	moment ultime pour le déversement
par rapport à l'axe y de la section			
My,pl,Rd	602.06	kN*m	moment ultime plastique
My,el,Rd	543.14	kN*m	moment ultime élastique
My,c,Rd	602.06	kN*m	moment ultime
My,N,Rd	602.06	kN*m	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N
Vy,c,Rd	1712.22	kN	résistance ultime en cisaillement
Vy,T,Rd	1708.99	kN	résistance au cisaillement avec la prise en compte de la
par rapport à l'axe z de la section			
Mz,pl,Rd	205.13	kN*m	moment ultime plastique
Mz,el,Rd	134.17	kN*m	moment ultime élastique
Mz,c,Rd	205.13	kN*m	moment ultime de compression
Mz,N,Rd	205.13	kN*m	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N
Vz,c,Rd	777.81	kN	résistance ultime en cisaillement
Vz,T,Rd	776.96	kN	résistance au cisaillement avec la prise en compte de la

Tableau.VII.4: Moment et l'effort résistant par Robot.

VII-2-6-2-1- Vérification de du poteau à l'ELU :

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

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $V_{z,sd} \leq V_{pl,z,rd}$ et $V_{y,sd} \leq V_{pl,y,rd}$;

Les résultats donnés par Robot sont :

$$V_{z,sd} = 20.06 \text{ KN} ; \quad V_{pl,z,rd} = 776.96 \text{ KN} ; \quad V_{y,sd} = 2.48 \text{ KN} ; \quad V_{pl,y,rd} = 1708.99 \text{ KN}.$$

Donc :

$$V_{z,sd} = 20.06 \text{ KN} < V_{pl,z,rd} = 776.96 \text{ KN} \text{ et } V_{z,sd} = 20.06 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,z,rd} = 388,48 \text{ KN}.$$

$$V_{y,sd} = 2.48 \text{ KN} < V_{pl,y,rd} = 1708.99 \text{ KN} \text{ et } V_{y,sd} = 2.48 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,y,rd} = 854,49 \text{ KN}.$$

Donc : **la condition est vérifiée.**

Il n'est pas nécessaire de considérer l'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

➤ **Vérification au déversement :**

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

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}}$$

Par Robot on a :



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

$$z = 1.00;$$

Courbe,LT -

$$\chi_{LT} = 0.63;$$

$$L_{cr,low} = 10.00 \text{ m};$$

$$\lambda_{m,LT} = 1.05;$$

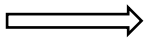
$$f_{i,LT} = 1.14;$$

$$\chi_{LT,mod} = 0.65;$$

Calcul de moment critique :

M_{cr} : est le moment critique élastique de déversement est donnée par :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(k.L)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_0} \right)^2 \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right];$$



$$M_{cr} = 544.45 \text{ KN.m} ;$$

➤ **Vérification de la stabilité au flambement-flexion :**

Pour cette vérification on utilise la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y M_{y,sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,sd}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Par Robot on a :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$$L_y = 10.00 \text{ m} ;$$

$$\lambda_{m,y} = 0.32 ;$$

$$L_{cr,y} = 5.00 \text{ m} ;$$

$$\chi_y = 0.97 ;$$

$$L_{amy} = 29.70;$$

$$k_{yy} = 1.00;$$

$$M_{y,Ed} / M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed} / M_{z,c,Rd} = 0.21 < 1.00 ;$$



en z :

$$L_z = 10.00 \text{ m} ;$$

$$\lambda_{m,z} = 0.73 ;$$

$$L_{cr,z} = 5.00 \text{ m} ;$$

$$\chi_z = 0.77 ;$$

$$L_{amz} = 68.12;$$

$$k_{yz} = 0.97;$$

la condition est vérifiée.

➤ **Vérification de la stabilité au déversement-flexion :**

Pour cette vérification on utilise la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_z \cdot K_{LT} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1$$

Par Robot on a :

$$\lambda_{y} = 29.70 < \lambda_{y,max} = 210.00; \quad \lambda_{z} = 68.12 < \lambda_{z,max} = 210.00;$$

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.31 < 1.00 \quad \Longrightarrow \quad \text{STABLE};$$

$$N_{Ed}/(\chi_{min} \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.34 < 1.00;$$

$$N_{Ed}/(\chi_{min} \cdot N_{Rk}/gM_1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.19 < 1.00;$$

Les conditions sont vérifiées.

VII-2-6-2-2- Vérification de du poteau à l'ELS :

La vérification se fait par le logiciel de calcul par la condition de déplacement du têt de poteaux

suivante : $\delta_{max} = \delta_y + \delta_z \leq \frac{l}{200} = \frac{10000}{200} = 50 \text{ mm} ;$



Flèches: non analysé ;



Déplacements:

Cas de charge décisif : $G+Q+0.6W1 \quad (1+7)*1.00+3*0.60;$

$$v_x = 3.0 \text{ mm} < v_{x,max} = L/200.00 = 50 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Vérfifié ;}$$

$$v_y = 0.0 \text{ mm} < v_{y,max} = L/200.00 = 50 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Vérfifié ;}$$

Conclusion:

La section des poteaux résiste avec toute sécurité vis à vie la le flmabement et au deverssement, donc le profilé HEA400 convient.

VII-3- Vérification des versants :

VII-3-1- Calcul des versants :

Les traverses sont des éléments horizontales qui supportent les charges et les surcharges due à la toiture, le vent et la neige, ces dernières transmettent ces efforts aux poteaux, elles sont généralement des profilés en HEA ou IPE, les traverses travaillent toujours en flexion compose et en déversement, la vérification se fait pour le versant le plus sollicité selon EC3,

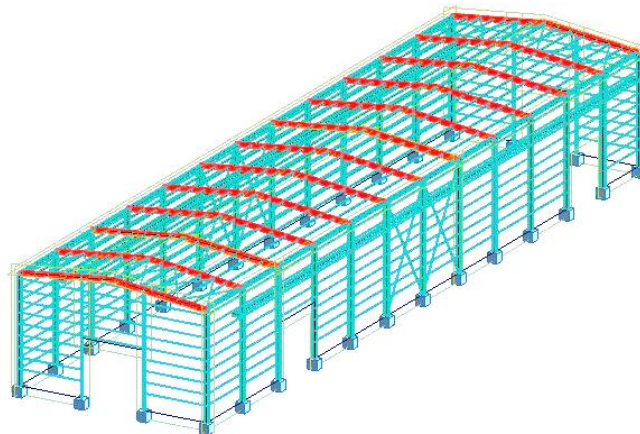


Figure.VII.4 : disposition des versants.

VII-3-2- Caractéristiques des versants :

- Chaque versant est attaché avec deux assemblage concédera comme encastéré.
- Chaque pignon contient deux versants de longueur L = 9m.
- La portée entre axe des versants e = 6m.
- Les versants sont en acier S235 (E 24).

VII-3-3- Pré dimensionnement du versant :

Le système basé toujours sur l'état limite de service ELS pour la détermination des sections avec la condition de la flèche, et la condition de résistance à l'ELU pour les vérifications.

Dans ce cas, le pré dimensionnement ce fait à partir du logiciel après la modélisation de la structure avec toute les actions agissants.

Le pré dimensionnement ce fait par le programme Robot pour les traverses c'est des IPE450 comme montre le tableau suivant:




Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 2 VERSANT						
209 VERSSANT_209	 IPE 400	ACIER E24	27.36	114.63	1.18	8 1.35G + 1.5Q + 0.9W1
	 IPE 450		24.50	109.95	0.91	
	 IPE 500		22.17	105.16	0.69	

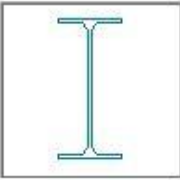
Tableau.VII.5: dimensionnement des versants sous les efforts appliqués.

Donc les caractéristiques de cette section sont :

Barre n° : 8 Section : IPE 450

Dimensions :

HY [cm]	HZ [cm]
19,0	45,0



Caractéristiques sectionnelles :

AX [cm2]	IX [cm4]	IY [cm4]	IZ [cm4]
98,821	63,800	33742,90	1675,860

Caractéristiques du matériau :

E [MPa]	G [MPa]	NU	LX [1/°C]	RO [kN/m3]	Re [MPa]
210000,0	80800,00	0,30	0,00	77,01	235,00

Figure.VII.5 : Caractéristique géométrique du profilé IPE450.

VII-3-4- vérification de versant aux états limites :

VII-3-4-1- Sollicitations supportées par le versant:

- Calcul du moment de flexion sollicitant à l'ELU par Robot:

Suivant l'axe Y-Y :

$$M_{y, sd, ELU} = 118,35 \text{ KN.m.}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$M_{z, sd, ELU} = 4,04 \text{ KN.m.}$$

➤ **l'effort sollicitant à l'ELU par Robot :**

$$N_{pl\ sd} = 69,48 \text{ KN.}$$

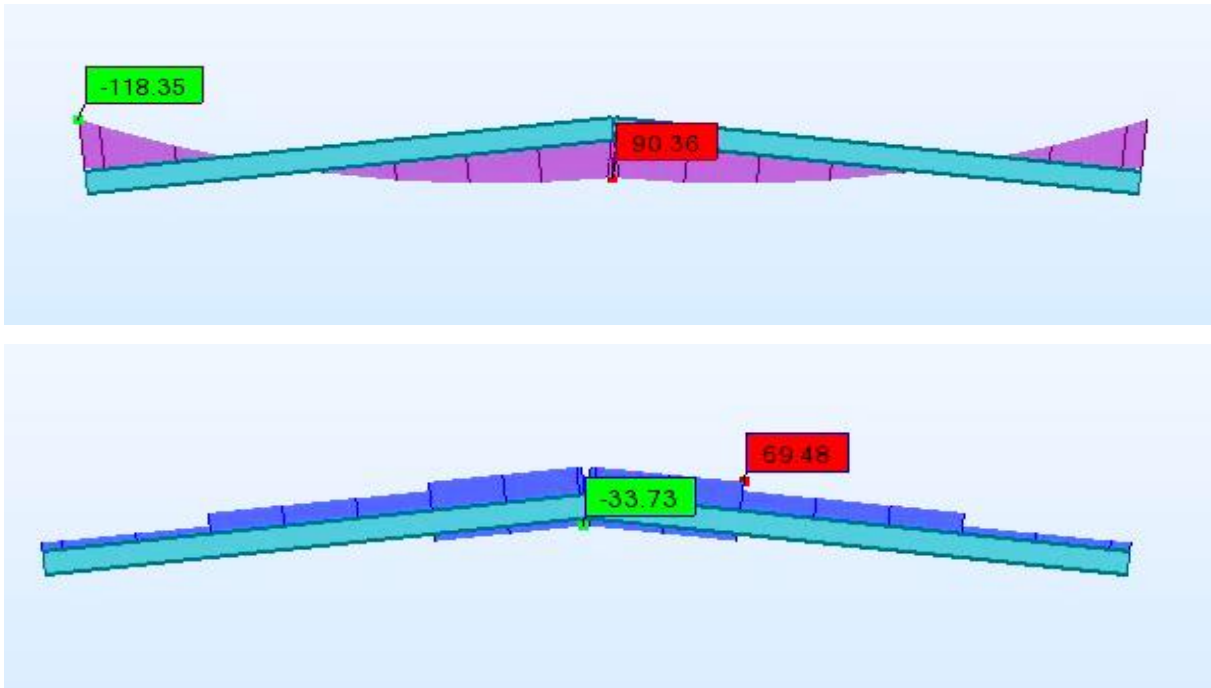


Figure.VII.6 : l'effort et le moment sollicitant à l'ELU par Robot.

➤ **Moment et l'effort résistant par Robot :**

Le tableau suivant donne les valeurs de moment et l'effort résistant qui était bien calculé avec Robot.

Nc,Rd	2322.29	kN	résistance ultime plastique en compression
Nb,Rd	1147.82	kN	résistance ultime en compression compte tenu du flamb
Mb,Rd	134.80	kN*m	moment ultime pour le déversement
par rapport à l'axe y de la section			
My,pl,Rd	399.95	kN*m	moment ultime plastique
My,el,Rd	352.43	kN*m	moment ultime élastique
My,c,Rd	399.95	kN*m	moment ultime
My,N,Rd	399.95	kN*m	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N
Vy,c,Rd	857.67	kN	résistance ultime en cisaillement
Vy,T,Rd	854.40	kN	résistance au cisaillement avec la prise en compte de la
par rapport à l'axe z de la section			
Mz,pl,Rd	64.95	kN*m	moment ultime plastique
Mz,el,Rd	41.46	kN*m	moment ultime élastique
Mz,c,Rd	64.95	kN*m	moment ultime de compression
Mz,N,Rd	64.95	kN*m	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N
Vz,c,Rd	689.85	kN	résistance ultime en cisaillement
Vz,T,Rd	688.16	kN	résistance au cisaillement avec la prise en compte de la

Tableau.VII.6: Moment et l'effort résistant par Robot.

VII-3-4-2-1 Vérification du versant à l'ELU :

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : $1.35G + 1.5Q + 0.9W1$ $1*1.33+7*1.50+3*0.90$

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{,Ed} = 25.38 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -118.35 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = -0.83 \text{ kN*m} ;$
$V_{y,Ed} = -2.79 \text{ KN}$	$N_{c,Rd} = 2322.29 \text{ KN}$	$M_{y,pl,Rd} = 399.95 \text{ kN*m} ;$
$M_{z,pl,Rd} = 64.95 \text{ kN*m}$	$T_{au,y,max,Ed} = -0.70 \text{ Mpa}$	$N_{b,Rd} = 1147.82 \text{ kN} ;$
$M_{y,c,Rd} = 399.95 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 64.95 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = 47.30 \text{ kN} ;$
$M_{y,N,Rd} = 399.95 \text{ kN*m}$	$M_{z,N,Rd} = 64.95 \text{ kN*m}$	$T_{au,z,max,Ed} = 12.64 \text{ Mpa};$
$M_{b,Rd} = 134.80 \text{ kN*m}$	$T_{t,Ed} = 0.07 \text{ kN*m}$	Classe de la section = 1;

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

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $V_{z,sd} \leq V_{pl,z,rd}$ et $V_{y,sd} \leq V_{pl,y,rd}$;

Les résultats donnés par Robot sont :

$V_{z,sd} = 47.30 \text{ KN} ;$ $V_{plz,rd} = 689.85 \text{ KN};$ $V_{y,sd} = 2.79 \text{ KN} ;$ $V_{ply,rd} = 857.67 \text{ KN}.$

Donc :

$V_{z,sd} = 47.30 \text{ KN} < V_{plz,rd} = 689.85 \text{ KN}$ et $V_{z,sd} = 47.30 \text{ KN} < 0,5 V_{plz,rd} = 344,93 \text{ KN}.$

$V_{y,sd} = 2.79 \text{ KN} < V_{ply,rd} = 857.67 \text{ KN}$ et $V_{y,sd} = 2.79 \text{ KN} < 0,5 V_{ply,rd} = 428,84 \text{ KN}.$

Donc : **la condition est vérifiée.**

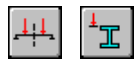
Il n'est pas nécessaire de considérer l'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant par ce que l'effort tranchant est faible par rapport au moment.

➤ **Vérification au déversement :**

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

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Par Robot on a :



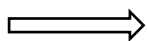
PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

$z = 1.00;$ $M_{cr} = 154.22 \text{ kN*m};$ Courbe,LT - $X_{LT} = 0.34;$
 $L_{cr,low} = 9.06 \text{ m};$ $L_{am_LT} = 1.61;$ $f_{i,LT} = 1.92;$ $X_{LT,mod} = 0.34;$

Calcul de moment critique :

M_{cr} : est le moment critique élastique de déversement est donnée par :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E_z I_z}{(kL)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_\omega}\right)^2 \cdot \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{(kL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E_z \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right];$$



$M_{cr} = 154.22 \text{ KN.m} ;$

➤ **Vérification de la stabilité au flambement-flexion :**

Pour cette vérification on utilise la formule suivante :

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{pl,z} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Par Robot on a :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



$$L_y = 9.06 \text{ m}$$

$$L_{cr,y} = 4.53 \text{ m}$$

$$L_{amy} = 24.50$$

$$L_{am,y} = 0.26$$

$$X_y = 0.99$$

$$k_{zy} = 0.99$$



$$L_z = 9.06 \text{ m}$$

$$L_{cr,z} = 4.53 \text{ m}$$

$$L_{amz} = 109.95$$

$$L_{am,z} = 1.17$$

$$X_z = 0.49$$

$$k_{zz} = 0.41$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.31 < 1.00 \quad ; \quad \Longrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la stabilité au déversement-flexion :**

Pour cette vérification on utilise la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_z \cdot K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1$$

Par Robot on a :

$$L_{\lambda,y} = 24.50 < L_{\lambda,max} = 210.00; \quad L_{\lambda,z} = 109.95 < L_{\lambda,max} = 210.00;$$

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.88 < 1.00 \quad \Longrightarrow \quad \text{STABLE;}$$

$$N_{Ed}/(X_{\min} \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.40 < 1.00 \quad ;$$

$$N_{Ed}/(X_{\min} \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/\gamma_{M1}) = 0.89 < 1.00 \quad ;$$

Les conditions sont vérifiées.

VII-3-4-2-2- Vérification de du versant à l'ELS :

La vérification se fait par le logiciel de calcul par la condition de flèche de versant suivante :

$$\delta_{\max} = \delta_y + \delta_z \leq \frac{l}{200} = \frac{9000}{200} = 45 \text{ mm} ;$$



Flèches:

Cas de charge décisif : $G+Q+0.6W1 \quad (1+7) \cdot 1.00 + 3 \cdot 0.60;$

$$v_x = 4.0 \text{ mm} < v_x \text{ max} = L/200.00 = 45 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Vérifié ;}$$

$$v_y = 0.0 \text{ mm} < v_y \text{ max} = L/200.00 = 45 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Vérifié ;}$$



Déplacements:

non analysé;

Conclusion:

La section des versants résiste avec toute sécurité vis à vis la le flambement et au deverssement, donc le profilé IPE450 convient.

VII-4- Vérification des poutres X-X :

VII-4-1- Calcul des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux leur rôle c'est la connexion entre les portiques et qui supportent aussi les charges et les surcharges due à la toiture, le vent et la neige, ces dernières transmettent ces efforts aux poteaux, elles sont généralement des profilés en HEA, les poutres travaillent toujours en flexion par déversement, la vérification se fait pour la poutre le plus sollicité.

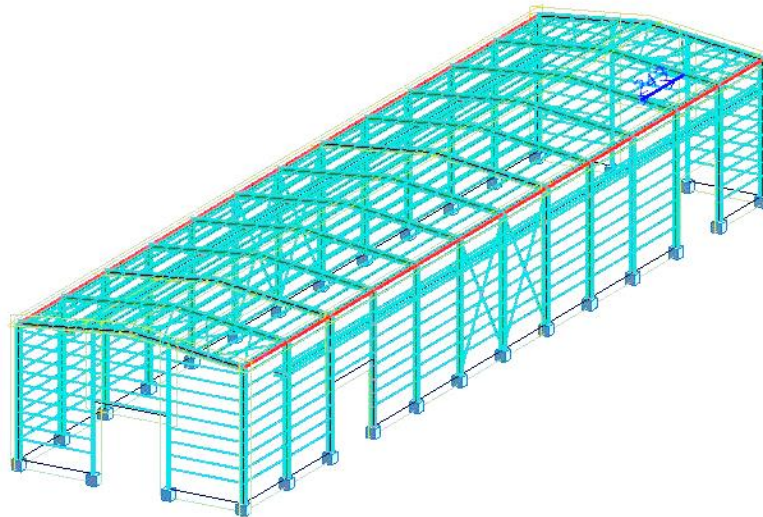


Figure.VII.7 : disposition des poutres.

VII-4-2- Caractéristiques des poutres :

- Chaque poutre est attaché avec deux assemblage concédera comme simples.
- Chaque pignon contient deux poutres de longueur $L = 6m$.
- La portée entre axe des poutres $e = 18m$.
- Les poutres sont en acier S235 (E 24).

VII-4-3- Pré dimensionnement de la poutre :

Le système basé toujours sur l'état limite de service ELS pour la détermination des sections avec la condition de la flèche, et la condition de résistance à l'ELU pour les vérifications. Dans ce cas, le pré dimensionnement ce fait à partir du logiciel après la modélisation de la structure avec toute les actions agissants.

Le pré dimensionnement ce fait par le programme Robot pour les poutres c'est des HEA120 comme montre le tableau suivant:

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 3 POUTRE S						
33 POUTER ADD	OK HEA 100	ACIER E24	147.96	239.02	0.20	8 1.35G + 1.5Q + 0.9W1
	↓ HEA 120		122.67	198.75	0.14	

Tableau.VII.7: dimensionnement des poutres sous les efforts appliqués.

Donc les caractéristiques de cette section sont :

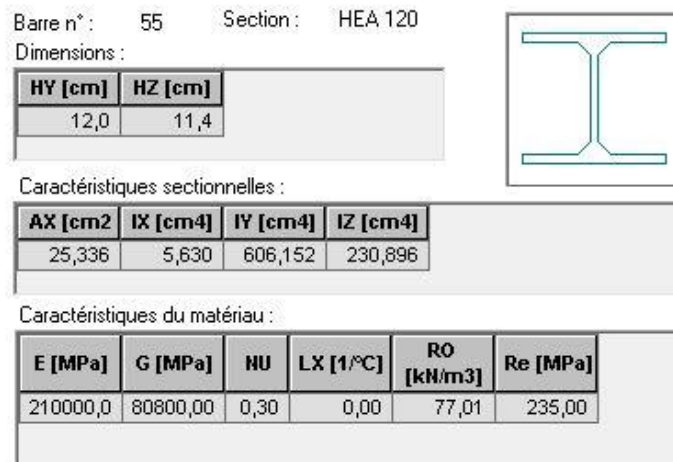


Figure.VII.8 : Caractéristique géométrique du profilé HEA120.

VII-4-4- Vérification de la poutre aux états limites :

VII-4-4-1- Sollicitations supportées par la poutre :

- Calcul du moment de flexion sollicitant à l'ELU par Robot :

Suivant l'axe Y-Y :

$$M_{y, sd, ELU} = 1,46 \text{ KN.m.}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$M_{z, sd, ELU} = 0,06 \text{ KN.m.}$$

- l'effort sollicitant à l'ELU par Robot :

$$N_{pl, sd} = 23,36 \text{ KN.}$$

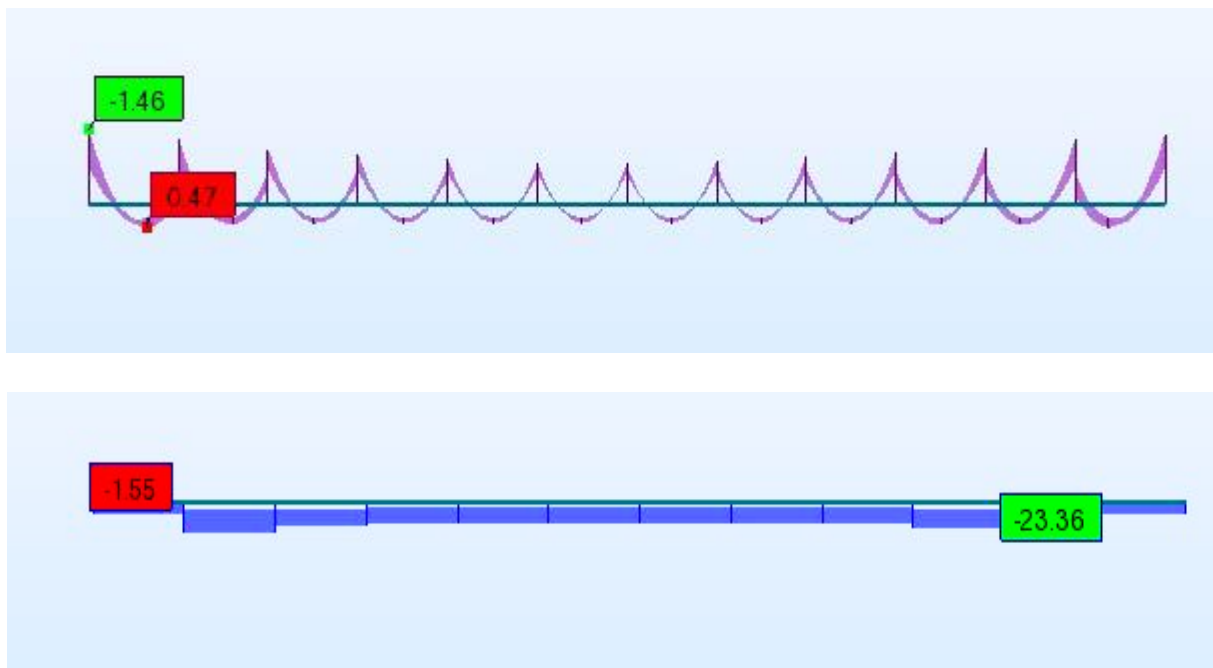


Figure.VII.9 : l'effort et le moment sollicitant à l'ELU par Robot.

➤ **Moment et l'effort résistant par Robot :**

Le tableau suivant donne les valeurs de moment et l'effort résistant qui était bien calculé avec Robot.

Nt,Rd	595.40	kN	résistance ultime plastique en traction
Mb,Rd	19.37	kN*m	moment ultime pour le déversement
par rapport à l'axe y de la section			
My,pl,Rd	28.08	kN*m	moment ultime plastique
My,el,Rd	24.99	kN*m	moment ultime élastique
My,c,Rd	28.08	kN*m	moment ultime
My,N,Rd	28.08	kN*m	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N
Vy,c,Rd	293.55	kN	résistance ultime en cisaillement
Vy,T,Rd	293.35	kN	résistance au cisaillement avec la prise en compte de la
par rapport à l'axe z de la section			
Mz,pl,Rd	13.83	kN*m	moment ultime plastique
Mz,el,Rd	9.04	kN*m	moment ultime élastique
Mz,c,Rd	13.83	kN*m	moment ultime de compression
Mz,N,Rd	13.83	kN*m	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N
Vz,c,Rd	114.73	kN	résistance ultime en cisaillement
Vz,T,Rd	114.68	kN	résistance au cisaillement avec la prise en compte de la

Tableau.VII.8: Moment et l'effort résistant par Robot.

VII-4-4-2- Vérification de la poutre à l'ELU :

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 1.35G + 1.5Q + 0.9W1 1*1.33+7*1.50+3*0.90

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

$N_{Ed} = -8.48 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = -1.46 \text{ kN*m}$	$M_{z,Ed} = 0.09 \text{ kN*m} ;$
$V_{y,Ed} = 0.01 \text{ kN}$	$N_{t,Rd} = 595.40 \text{ kN}$	$M_{y,pl,Rd} = 28.08 \text{ kN*m} ;$
$M_{z,pl,Rd} = 13.83 \text{ kN*m}$	$T_{au,y,max,Ed} = 0.01 \text{ Mpa}$	$N_{b,Rd} = 595.40 \text{ kN} ;$
$M_{y,c,Rd} = 28.08 \text{ kN*m}$	$M_{z,c,Rd} = 13.83 \text{ kN*m}$	$V_{z,Ed} = 1.00 \text{ kN} ;$
$M_{y,N,Rd} = 28.08 \text{ kN*m}$	$M_{z,N,Rd} = 13.83 \text{ kN*m}$	$T_{au,z,max,Ed} = 1.96 \text{ Mpa} ;$
$M_{b,Rd} = 19.37 \text{ kN*m}$	$T_{t,Ed} = 0.00 \text{ kN*m}$	Classe de la section = 1 ;

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

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $V_{z,sd} \leq V_{pl,z,rd}$ et $V_{y,sd} \leq V_{pl,y,rd}$;

Les résultats donnés par Robot sont :

$$V_{z,sd} = 1 \text{ kN} ; \quad V_{pl,z,rd} = 689.85 \text{ kN} ; \quad V_{y,sd} = 0.01 \text{ kN} ; \quad V_{pl,y,rd} = 857.67 \text{ kN}.$$

Donc :

$$V_{z,sd} = 1 \text{ kN} < V_{pl,z,rd} = 689.85 \text{ kN} \quad \text{et} \quad V_{y,sd} = 0.01 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,y,rd} = 428,835 \text{ kN}.$$

$$V_{y,sd} = 0.01 \text{ kN} < V_{pl,y,rd} = 857.67 \text{ kN} \quad \text{et} \quad V_{z,sd} = 1 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,z,rd} = 344,925 \text{ kN}.$$

Donc : **la condition est vérifiée.**

Il n'est pas nécessaire de considérer l'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant par ce que l'effort tranchant est faible par rapport au moment.

➤ **Vérification au déversement :**

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

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Par Robot on a :



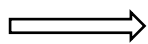
PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

z = 1.00; M_{cr} = 25.30 kN*m; Courbe,LT - X_{LT} = 0.67;
 L_{cr,low} = 6.00 m; L_{am,LT} = 1.05; f̄_{i,LT} = 1.12; X_{LT,mod} = 0.69;

Calcul de moment critique :

M_{cr} : est le moment critique élastique de déversement est donnée par :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(k.L)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_\omega}\right)^2 \frac{I_\omega}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right];$$



M_{cr} = 25.30 KN.m ;

➤ **Vérification de la stabilité au déversement-flexion :**

Pour cette vérification on utilise la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z N_{pl,Rd}} + \frac{K_z K_{LT} M_{y,sd}}{\chi_{LT} M_{ply,Rd}} \leq 1$$

Par Robot on a :

L_{lambda,y} = 24.50 < L_{lambda,max} = 210.00; L_{lambda,z} = 109.95 < L_{lambda,max} = 210.00;

M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.06 < 1.00 **STABLE;**

N_{Ed}/(X_{min}*N_{Rk}/gM₁) + k_{yy}*M_{y,Ed}/(X_{LT}*M_{y,Rk}/gM₁) + k_{yz}*M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM₁) = 0.00 < 1.00 ;

N_{Ed}/(X_{min}*N_{Rk}/gM₁) + k_{zy}*M_{y,Ed}/(X_{LT}*M_{y,Rk}/gM₁) + k_{zz}*M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM₁) = 0.02 < 1.00 ;

Les conditions sont vérifiées.

VII-4-4-3- Vérification de la poutre à l'ELS :

La vérification se fait par le logiciel de calcul par la condition de flèche de la poutre suivante :

δ_{max} = δ_y + δ_z ≤ $\frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$;



Flèches :

Cas de charge décisif : G+Q+0.6W₁ = (1+7)*1.00+3*0.60;

v_x = 10 mm < v_{x max} = L/200.00 = 30mm **Vérifié ;**

v_y = 0.0 mm < v_{y max} = L/200.00 = 30mm **Vérifié ;**



Déplacements : non analysé;

Conclusion:

La section des poutres résiste en toute sécurité vis à vis la flexion par déversement, donc le profilé HEA160 convient.

VII-5- Vérification des contreventements :

VII-5-1- Calcul des contreventements :

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour prendre les efforts du vent dans la structure et les descendre au sol. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (poutre en vent), et en façades (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts du vent appliqués tant sur les pignons que sur les long pans, le calcul de ces éléments est faite par Robot au système de stabilité le plus sollicité selon EC3.

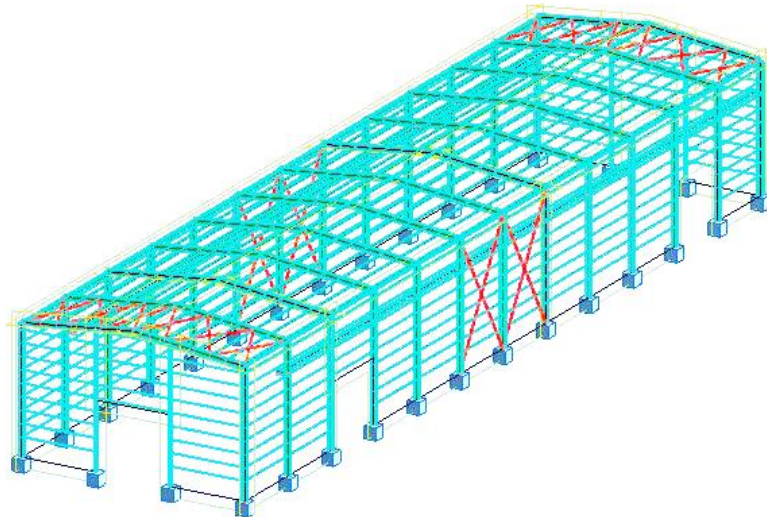


Figure.VII.10 : disposition des contreventements.

VII-5-2- Caractéristiques des contreventements :

- Chaque contreventement est attaché avec deux assemblage concédera comme simples.
- Chaque long pan contient deux contreventements de longueur $L = 6m$.
- Le système de contreventements est de type X en toiture et façade.
- Les contreventements sont en acier S235 (E 24).

VII-5-3- Pré dimensionnement de contreventements:

Le système de stabilité est basé toujours sur la vérification des efforts de traction appliquée au système à l'état limite ultime ainsi que le contrôle de la flèche à l'état limite service.

Dans ce cas, le pré dimensionnement ce fait à partir du logiciel après la modélisation de la structure avec toute les actions agissants

On propose une stabilité horizontale en cornières égales L70*7 et pour la verticale en UPN 120.

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 7 CONTER V						
277 POUTER ADD	UPN 100	ACIER E24	238.17	789.96	0.21	8 1.35G + 1.5Q + 0.9W1
	UPN 120		200.87	730.12	0.13	
	UPN 140		170.81	664.08	0.08	

Tableau.VII.9: dimensionnement des contreventements sous les efforts appliqués.

Donc les caractéristiques de cette section sont :

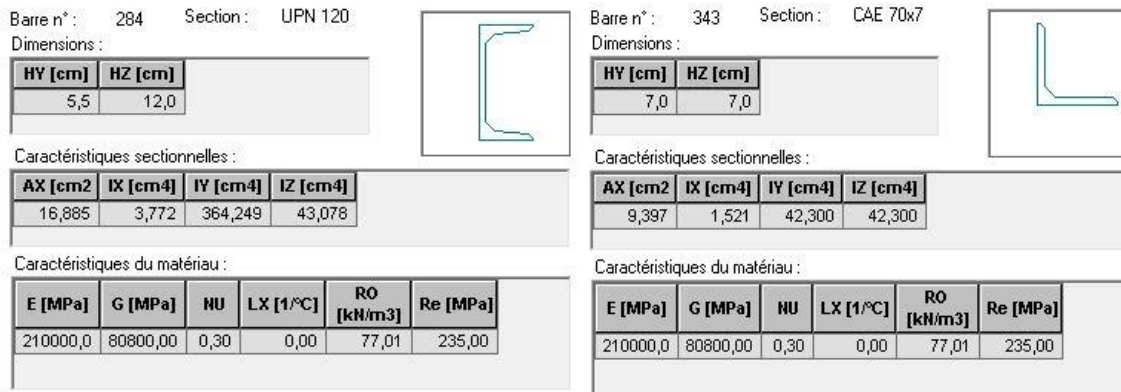


Figure.VII.11 : Caractéristique géométrique du profilé UPN120 et L70*7.

VII-5-4- Vérification des contreventements aux états limites :

VII-5-4-1- Sollicitations supportées par les contreventements :

- Calcul du moment de flexion sollicitant à l'ELU par Robot :

Suivant l'axe Y-Y :

$$M_{y, sd, ELU} = 0,27 \text{ KN.m.}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$M_{z, sd, ELU} = 0,00 \text{ KN.m.}$$

- l'effort sollicitant à l'ELU par Robot :

$$N_{pl sd} = 6,15 \text{ KN.}$$

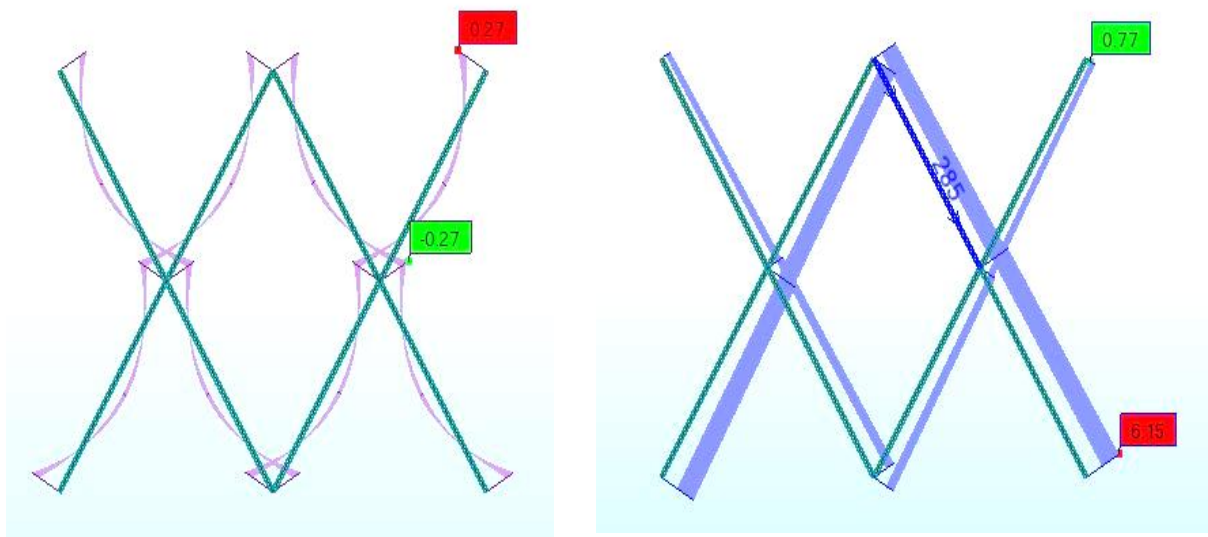


Figure.VII.12 : l'effort et le moment sollicitant à l'ELU par Robot.

➤ **Moment et l'effort résistant par Robot :**

Le tableau suivant donne les valeurs de moment et l'effort résistant qui était bien calculé avec Robot.

N _{c,Rd}	396.80	kN	résistance ultime plastique en compression
N _{b,Rd}	69.30	kN	résistance ultime en compression compte tenu du flamb
par rapport à l'axe y de la section			
M _{y,pl,Rd}	17.08	kN*m	moment ultime plastique
M _{y,el,Rd}	14.27	kN*m	moment ultime élastique
M _{y,c,Rd}	17.08	kN*m	moment ultime
M _{y,N,Rd}	17.08	kN*m	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N
V _{y,c,Rd}	149.31	kN	résistance ultime en cisaillement
V _{y,T,Rd}	149.28	kN	résistance au cisaillement avec la prise en compte de la
par rapport à l'axe z de la section			
M _{z,pl,Rd}	5.01	kN*m	moment ultime plastique
M _{z,el,Rd}	2.60	kN*m	moment ultime élastique
M _{z,c,Rd}	5.01	kN*m	moment ultime de compression
M _{z,N,Rd}	5.00	kN*m	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N
V _{z,c,Rd}	113.97	kN	résistance ultime en cisaillement
V _{z,T,Rd}	113.95	kN	résistance au cisaillement avec la prise en compte de la

Tableau.VII.10: Moment et l'effort résistant par Robot.

VII-5-4-2- Vérification des contreventements à l'ELU :

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 1.35G + 1.5Q + 0.9W1 1*1.33+7*1.50+3*0.90

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES :

N _{Ed} = 6.10kN	M _{y,Ed} = 0.26 kN*m	M _{z,Ed} = -0.05 kN*m ;
V _{y,Ed} = 0.01KN	N _{t,Rd} = 396.80 kN	M _{y,pl,Rd} = 17.08 kN*m ;
M _{z,pl,Rd} = 5.01 kN*m	T _{au,y,max,Ed} = -0.02 Mpa	N _{b,Rd} = 69.30 kN ;
M _{y,c,Rd} = 17.08 kN*m	M _{z,c,Rd} = 5.01 kN*m	V _{z,Ed} = -0.26 kN ;
M _{y,N,Rd} = 17.08kN*m	M _{z,N,Rd} = 5.00 kN*m	T _{au,z,max,Ed} = 1.96 Mpa;
M _{b,Rd} = 19.37 kN*m	T _{t,Ed} = 0.00 kN*m	Classe de la section = 1;

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

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $V_{z,sd} \leq V_{pl,z,rd}$ et $V_{y,sd} \leq V_{pl,y,rd}$;

Les résultats donnés par Robot sont :

$V_{z,sd} = 0.26 \text{ KN}$; $V_{pl,z,rd} = 689.85 \text{ KN}$; $V_{y,sd} = 0.01 \text{ KN}$; $V_{pl,y,rd} = 857.67 \text{ KN}$.

Donc :

$V_{z,sd} = 0.26 \text{ KN} < V_{pl,z,rd} = 689.85 \text{ KN}$ et $V_{z,sd} = 0.26 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,z,rd} = 344.92 \text{ KN}$.

$V_{y,sd} = 0.01 \text{ KN} < V_{pl,y,rd} = 857.67 \text{ KN}$ et $V_{y,sd} = 0.01 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,y,rd} = 428.83 \text{ KN}$.

Donc : **la condition est vérifiée.**

Il n'est pas nécessaire de considérer l'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant par ce que l'effort tranchant est faible par rapport au moment.

➤ **Vérification à la traction :**

La résistance plastique de calcul de la section brute, $N_{pl,Rd}$, est égale à :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1700 \cdot 275}{1,0} = 399,5 \cdot 10^3 \text{ N}$$

La résistance ultime de calcul de la section nette, $N_{u,Rd}$, est égale à :

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}}$$

Calcul du coefficient β_2 :

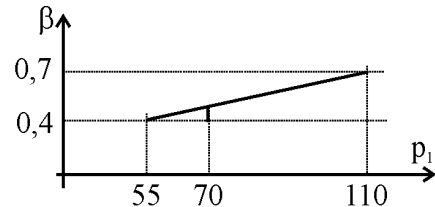
$$2,5d_0 = 2,5 \times 22 = 55 \text{ mm ;}$$

D'où d_0 : c'est le diamètre de pressage des trous ;

$$5,0d_0 = 5,0 \times 22 = 110 \text{ mm ;}$$

$55 < p_1 = 70 < 110$ mm donc on fait une interpolation:

$$\beta_2 = 0,4 + \frac{(0,7 - 0,4)(70 - 55)}{110 - 55} = 0,482 ;$$



Calcul de la section nette :

L'assemblage des contreventements c'est fait par 3 boulons de chaque cote donc :

$$A_{net} = (1700 - 22 \times 6) = 1568 \text{ mm}^2 ;$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 \cdot A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,482 \cdot 1568 \cdot 430}{1,25} = 259,98 \cdot 10^3 \text{ N} = 260 \text{ kN} ;$$

$$N_{t,Rd} = N_{u,Rd} = 260 \text{ KN}; \quad N_{Sd} = 70 \text{ KN} < 260 \text{ KN} \quad \rightarrow$$

Section accepter.

➤ **Vérification de la stabilité au déversement-flexion :**

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

$$L_y = 11.66 \text{ m}$$

$$L_{am,y} = 2.14$$

$$L_{cr,y} = 9.33 \text{ m}$$

$$X_y = 0.17$$

$$L_{amy} = 200.87$$

$$k_{yy} = 1.06$$

$$k_{yz} = 0.24$$

FORMULES DE VERIFICATION :

Contrôle de la résistance de la section :

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.02 < 1.00$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.02 < 1.00$$

$$(M_{y,Ed}/M_{y,N,Rd})^{1.00} + (M_{z,Ed}/M_{z,N,Rd})^{1.00} = 0.02 < 1.00$$

$$(T_{au,y,max,Ed} + T_{au,ty,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00$$

$$(T_{au,z,max,Ed} + T_{au,tz,Ed}) / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM_0)) = 0.00 < 1.00$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre :

$$L_{\lambda,y} = 200.87 < L_{\lambda,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed} / (X_{min} \cdot N_{Rk} / gM_1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed} / (X_{LT} \cdot M_{y,Rk} / gM_1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / gM_1) = 0.11 < 1.00$$

Les conditions sont vérifiées.

VII-5-4-3- Vérification des contreventements à l'ELS :

La vérification se fait par le logiciel de calcul par la condition de flèche de la stabilité est :

$$\delta_{\max} = \delta_y + \delta_z \leq \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm} ;$$



Flèches :

Cas de charge décisif : $G+Q+0.6W_1 = (1+7)*1.00+3*0.60;$

$v_x = 10 \text{ mm} < v_x \text{ max} = L/200.00 = 30\text{mm}$ \Rightarrow **Vérifié ;**

$v_y = 0.0 \text{ mm} < v_y \text{ max} = L/200.00 = 30\text{mm}$ \Rightarrow **Vérifié ;**



Déplacements : non analysé;

$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 40 \text{ cm}$ \Rightarrow **Vérifié ;**

Conclusion:

La section des contreventements résiste en toute sécurité vis à vis la flexion par déversement, et en traction donc le profilé

VII-6- Calcul et vérification des chemins de roulements :

VII-6-1- Calcul des chemins de roulements :

Les chemins de roulements sont des éléments horizontaux qui supportent les charges et les surcharges due au mouvement de pont roulant et qui transmettent ces derniers aux poteaux, ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB, les chemins de roulements travaillent toujours en flexion par déversement, la vérification se fait pour le chemin le plus sollicité selon EC3,

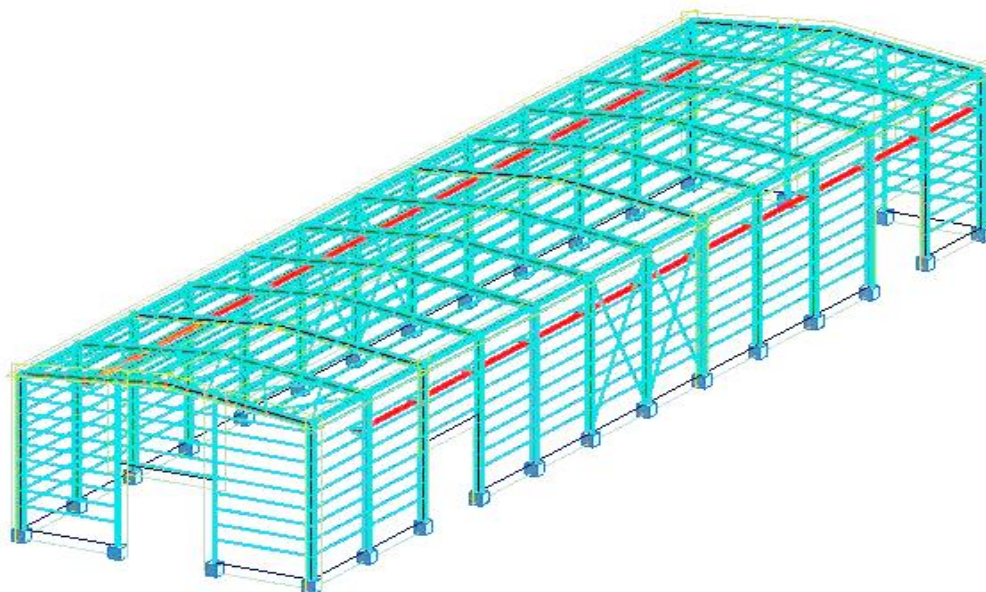


Figure.VII.13 : disposition des chemins de roulements.

VII-6-2- Caractéristiques des chemins de roulements :

- Chaque poutre repose sur un appui encastré aux poteaux.
- La longueur de chaque poutre est $L = 6m$.
- La portée entre axe des poutres de roulements $e = 17m$.
- Les poutres de roulements sont en acier S235 (E 24).
- Les rails sont des fers carrée de $30mm*50mm$ soudées.

➤ VII-6-3- Evaluation des charges et surcharges :

Les charges due aux réactions des galets du pont roulant qui ont été bien expliqué et calculés au chapitre Cinq, toutes ces efforts sont entamées au logiciel Robot au cours de la modélisation de la structure, les actions sont considéré comme roulantes avec la méthode suivante :

- Définition de la charge roulante comme un cas de charge au Robot.

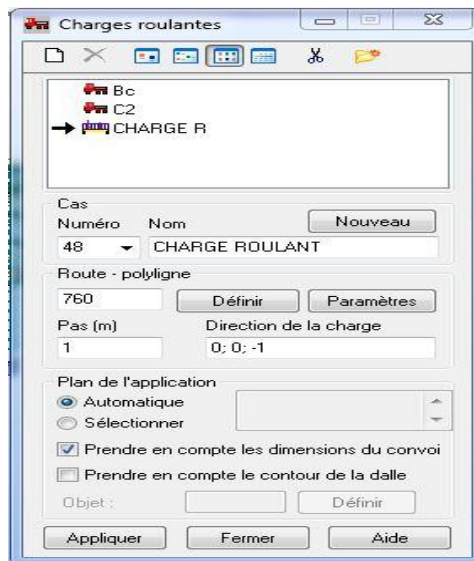


Figure.VII.14 : définition de la charge roulante.

- Définition des valeurs des actions qui ont été calculée au CH. N°05.

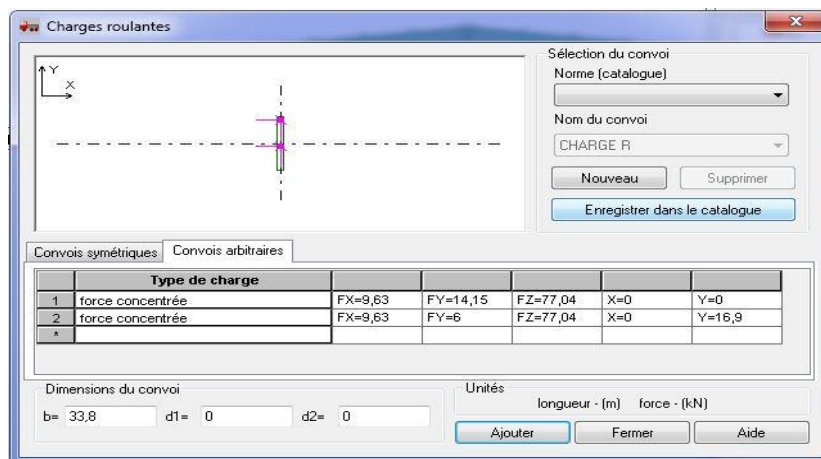


Figure.VII.15 : caractéristiques de la charge roulante.

- Application de la charge à la ligne des voix de cours à la structure modélisée.

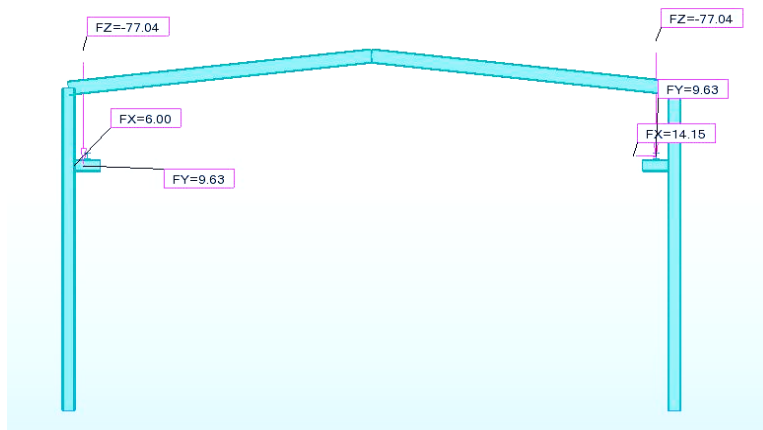


Figure.VII.16 : chargement à la structure.

VII-6-5- Pré dimensionnement des chemins de roulements :

Le principe de dimensionnement c’est le même que les autres éléments en charpente métallique. Le système basé toujours sur l’état limite de service ELS pour la détermination des sections avec la condition de la flèche, et la condition de résistance à l’ELU pour les vérifications. Dans ce cas, le pré dimensionnement ce fait à partir du logiciel après la modélisation de la structure avec toute les actions agissants. Le pré dimensionnement ce fait par le programme Robot pour les poteaux c’est des HEA200 comme montre le tableau suivant:

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 4 POUTRE R						
651 POUTER AD	HEA 200	ACIER E24	72.45	120.46	0.15	4 CH ROULANTE +

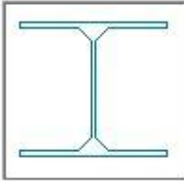
Tableau.VII.11: dimensionnement des chemins de roulements sous les efforts appliqués.

Donc les caractéristiques de cette section sont :

Barre n° : 648 Section : HEA 200

Dimensions :

HY [cm]	HZ [cm]
20,0	19,0



Caractéristiques sectionnelles :

AX [cm2]	IX [cm4]	IY [cm4]	IZ [cm4]
53,831	18,600	3692,150	1335,510

Caractéristiques du matériau :

E [MPa]	G [MPa]	NU	LX [1/°C]	RO [kN/m3]	Re [MPa]
210000,0	80800,00	0,30	0,00	77,01	235,00

Figure.VII.17: Caractéristique géométrique du profilé HEA200.

VII-6-6- Vérification de chemins de roulements aux états limites :

VII-6-6-1- Sollicitations supportées par les chemins de roulements :

- **Calcul du moment de flexion sollicitant à l'ELU par Robot:**

Suivant l'axe Y-Y :

$$M_{y, sd, ELU} = 88,66 \text{ KN.m.}$$

Suivant l'axe Z-Z :

$$M_{z, sd, ELU} = 2,21 \text{ KN.m.}$$

- **l'effort sollicitant à l'ELU par Robot :**

$$N_{pl sd} = 76,25 \text{ KN.}$$

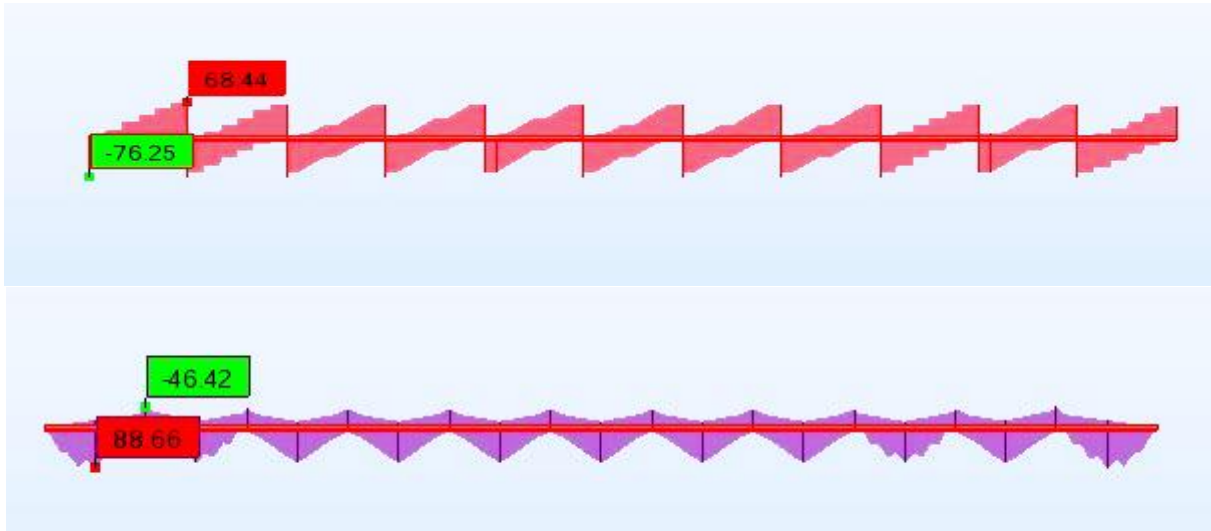


Figure.VII.18 : l'effort et le moment sollicitant à l'ELU par Robot.

- **Moment et l'effort résistant par Robot :**

Le tableau suivant donne les valeurs de moment et l'effort résistant qui était bien calculé avec Robot.

Nc,Rd	1265.03	kN	résistance ultime plastique en compression
Nb,Rd	501.22	kN	résistance ultime en compression compte tenu du flamb
Mb,Rd	85.55	kN*m	moment ultime pour le déversement
par rapport à l'axe y de la section			
My,pl,Rd	100.94	kN*m	moment ultime plastique
My,el,Rd	91.33	kN*m	moment ultime élastique
My,c,Rd	100.94	kN*m	moment ultime
My,N,Rd	100.94	kN*m	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N
Vy,c,Rd	612.19	kN	résistance ultime en cisaillement
Vy,T,Rd	610.83	kN	résistance au cisaillement avec la prise en compte de la
par rapport à l'axe z de la section			
Mz,pl,Rd	47.90	kN*m	moment ultime plastique
Mz,el,Rd	31.38	kN*m	moment ultime élastique
Mz,c,Rd	47.90	kN*m	moment ultime de compression
Mz,N,Rd	47.90	kN*m	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N
Vz,c,Rd	245.32	kN	résistance ultime en cisaillement
Vz,T,Rd	244.97	kN	résistance au cisaillement avec la prise en compte de la

Tableau.VII.12: Moment et l'effort résistant par Robot.

VII-6-6-2-1- Vérification de chemins de roulements à l'ELU :

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

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $V_{z,sd} \leq V_{pl,z,rd}$ et $V_{y,sd} \leq V_{pl,y,rd}$;

Les résultats donnés par Robot sont :

Salon leur poids propre + poids de rails on a :

$$V_{z,sd} = -1.41 \text{ KN} ; \quad V_{pl,z,rd} = 245.35 \text{ KN} ; \quad V_{y,sd} = 0.15 \text{ KN} ; \quad V_{ply,rd} = 612.19 \text{ KN}.$$

Donc :

$$V_{z,sd} = 1.41 \text{ KN} < V_{pl,z,rd} = 245.35 \text{ KN} \text{ et } V_{z,sd} = 1.41 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,z,rd} = 122,68 \text{ KN}.$$

$$V_{y,sd} = 0.15 \text{ KN} < V_{ply,rd} = 612.19 \text{ KN} \text{ et } V_{y,sd} = 0.15 \text{ KN} < 0,5 V_{ply,rd} = 306,01 \text{ KN}.$$

Donc : **la condition est vérifiée.**

Salon les charges des galets on a :

$$V_{z,sd} = -2.61 \text{ KN} ; \quad V_{pl,z,rd} = 245.35 \text{ KN} ; \quad V_{y,sd} = 0.67 \text{ KN} ; \quad V_{ply,rd} = 612.19 \text{ KN}.$$

Donc :

$$V_{z,sd} = 2.61 \text{ KN} < V_{pl,z,rd} = 245.35 \text{ KN} \text{ et } V_{z,sd} = 2.61 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,z,rd} = 122,68 \text{ KN}.$$

$$V_{y,sd} = 0.67 \text{ KN} < V_{ply,rd} = 612.19 \text{ KN} \text{ et } V_{y,sd} = 0.67 \text{ KN} < 0,5 V_{ply,rd} = 306,01 \text{ KN}.$$

Donc : **la condition est vérifiée.**

Il n'est pas nécessaire de considérer l'interaction entre le moment fléchissant et l'effort tranchant.

➤ **Vérification de la stabilité au flambement-flexion :**

Pour cette vérification on utilise la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y M_{y,sd}}{W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z M_{z,sd}}{W_{pl,z} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Par Robot on a :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

$$\begin{aligned} L_y &= 6.00 \text{ m} ; & L_{am,y} &= 0.77 ; \\ L_{cr,y} &= 6.00 \text{ m} ; & X_y &= 0.74 ; \\ L_{amy} &= 72.45 ; & k_{yy} &= 1.00 ; \\ M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} &= 0.11 < 1.00 ; \end{aligned}$$



en z :

$$\begin{aligned} L_z &= 6.00 \text{ m} ; & L_{am,z} &= 0.64 ; \\ L_{cr,z} &= 3.00 \text{ m} ; & X_z &= 0.76 ; \\ L_{amz} &= 60.23 ; & k_{yz} &= 0.97 ; \end{aligned}$$

la condition est vérifiée.

➤ **Vérification de la stabilité au déversement-flexion :**

Pour cette vérification on utilise la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{K_z \cdot K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1$$

Par Robot on a :

$$L_{\lambda,y} = 29.70 < L_{\lambda,max} = 210.00; \quad L_{\lambda,z} = 68.12 < L_{\lambda,max} = 210.00;$$

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.11 < 1.00 \quad \Longrightarrow \quad \text{STABLE};$$

$$N_{,Ed}/(X_{min} * N_{,Rk}/gM_1) + k_{yy} * M_{y,Ed}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM_1) + k_{yz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.14 < 1.00;$$

$$N_{,Ed}/(X_{min} * N_{,Rk}/gM_1) + k_{zy} * M_{y,Ed}/(X_{LT} * M_{y,Rk}/gM_1) + k_{zz} * M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM_1) = 0.19 < 1.00;$$

Les conditions sont vérifiées.

VII-6-6-2-2- Vérification de du poteau à l'ELS :

La vérification se faite par le logiciel de calcul par la condition de flèche suivante :

$$\delta_{max} = \delta_y + \delta_z \leq \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm} ;$$

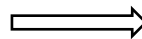


Flèches:

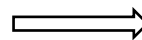
Cas de charge décisif : CHARGE ROULANTE+ ;

$$u_x = 20.0 \text{ mm} < v_{x \text{ max}} = L/200.00 = 30 \text{ mm}$$

$$u_y = 3.0 \text{ mm} < v_{y \text{ max}} = L/200.00 = 30 \text{ mm}$$



Vérifié ;



Vérifié ;



Déplacements: non analysé ;

Conclusion:

La section des voix de cources résiste avec toute securité vis à vie la le flmabement et au deverssement, donc le profilé HEA200 convient.

VII-7- choix des rails :

Les rails des ponts roulants équipant les poutres de roulement sont en général constituées par de simples fers plats ou alors par des profils spéciaux pour ponts roulants. La largeur minimale du rail et le type d'acier sont définis par le fabricant du pont roulant, notamment en fonction des réactions d'appui des galets. La forme du rail dépend de son système de fixation sur la poutre de roulement et de l'importance du pont roulant.

On peut distinguer trois types de rail selon le mode de fixation (fig. 7) :

- Le rail en fer plat soudé, pour ponts roulants de classe (Q1 à Q3 ; U0 à U6)
- Le rail boulonné, pour ponts roulants de classe U5 à U9
- Le rail pincé, pour ponts roulants de classe U5 à U9

Pour notre cas on va utiliser des fers plat de 35mm*50mm soudé comme montre la fig.

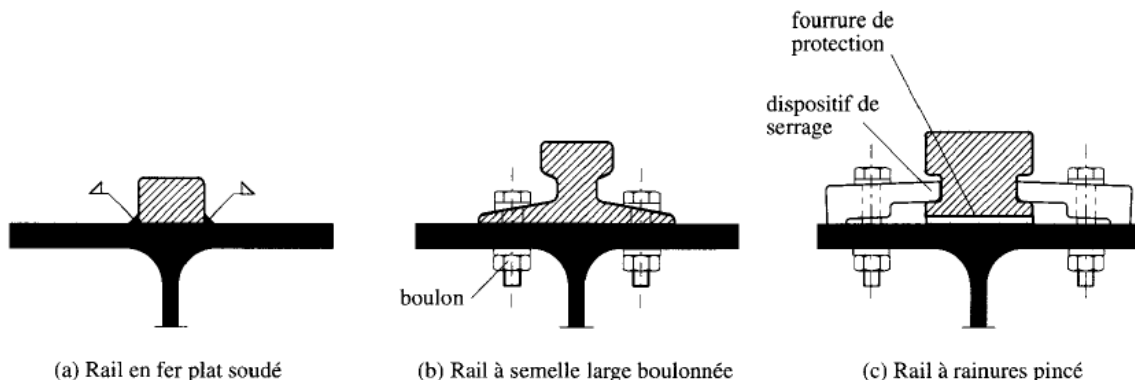


Figure.VII.18 : type des rails et leurs assemblages.



CHAPITRE VIII :

ETUDE DES ASSEMBLAGES

VIII-1- Introduction :

Après avoir calculé les éléments principaux de notre projet, nous calculerons aussi les assemblages d'après la modélisation de la structure en 3D par le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS version 2010, ce dernier est logiciel basé sur les codes de la conception des assemblages comme l'EC3, et qu'on passe alors aux différentes vérifications dans les cas les plus défavorables tirés directement du logiciel.

VIII-2- Que ce qu'un assemblage ?

L'assemblage est un procédé qui permet de solidariser plusieurs pièces entre elles, transmettre et répartir les diverses sollicitations entre les pièces assemblées.

Les assemblages utilisés actuellement en charpente métallique sont :

- Le rivetage;
- Le boulonnage;
- Le soudage;
- Le collage

Les deux premiers sont des méthodes classiques par contre le soudage est récent et date des années trente. L'emploi de la soudure a réduit considérablement l'assemblage par rivets. Cependant ce dernier n'a pas été abandonné complètement en raison de sa tenue remarquable aux charges alternées et aux vibrations dynamiques.

Le boulonnage est utilisé pour les systèmes démontables (cas d'incendie, changement) et pour le montage sur le chantier.

VIII-3- Types de connexions :

VIII-3-1- Assemblages par boulons :

L'assemblage par boulon est un mode d'assemblage largement utilisé dans les montages et sur chantier.

Un boulon est constitué d'une vis, en général à tête hexagonale, d'un écrou et d'une ou deux rondelles. Pour les ossatures principales on utilise le contre écrou.

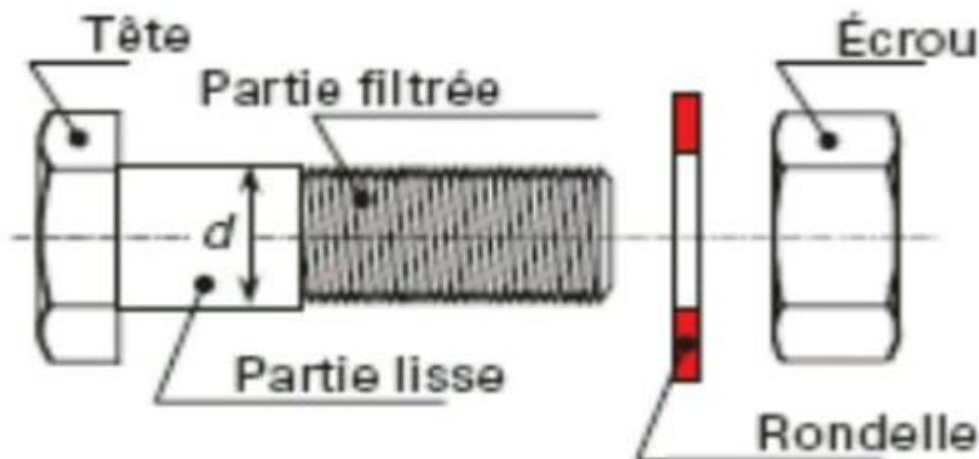


Figure.VIII.1: caractéristiques d'un boulon.

➤ **Sections des vis :**

Les vis utilisées en construction métallique ont des diamètres de 12 à environ 36 mm. Il s'agit du diamètre nominal de la vis (d), c'est-à-dire du diamètre de la partie cylindrique sans filetage. Dans les calculs, on utilisera l'aire A du fût de la vis (aire correspondant au diamètre nominal) ou l'aire A_s , aire de la section résistante de la vis.

d_m : diamètre moyen de la tête du boulon ou de l'écrou (le plus faible des deux).

d (mm)	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d_m (mm)	18,3	20,5	23,7	24,6	29,1	32,4	34,5	38,8	44,2	49,6
A (mm ²)	78,5	113,1	153,9	201	254,5	314	380	452	572	707
A_s (mm ²)	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

Tableau VIII. 1 : Section de calcul du boulon de la partie lisse et de la partie filetée.

On distingue:

- les boulons ordinaires ;
- les boulons à haute résistance (notation HR) ou à serrage contrôlé;

➤ **Boulons ordinaires :**

Les boulons ordinaires peuvent travailler en traction, effort dirigé suivant l'axe de la vis, ou en cisaillement, effort perpendiculaire à l'axe de la vis. Dans ce dernier cas, ils peuvent être sollicités en simple cisaillement (une seule section cisillée) ou double cisaillement (deux sections cisillées).

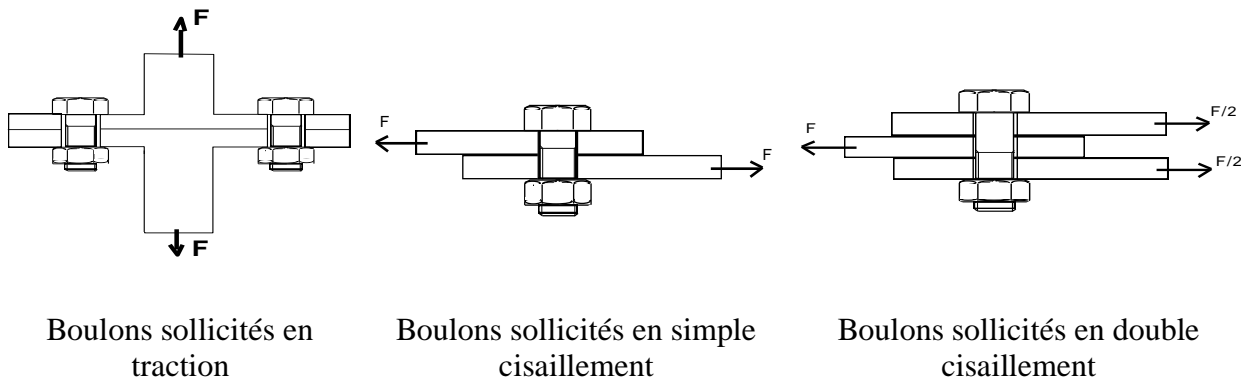


Figure.VIII.2 : mode de travail des boulons ordinaires.

Pour les boulons ordinaires, l'effort de serrage n'est pas contrôlé et dans le cas d'assemblages travaillant en cisaillement, les pièces assemblées vont glisser jusqu'à venir s'appuyer sur la tige de la vis de manière à la cisiller.

➤ **Boulons HR (Haute Résistance) :**

Le serrage des boulons à haute résistance se fait avec un couple important dont la valeur est calculée au préalable. La vis ainsi mise en tension va appliquer fortement l'une contre l'autre les pièces à assembler (précontrainte). Cette pression concerne une surface égale à peu près à huit fois la section résistante de la vis.

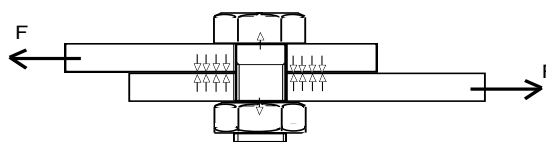


Figure.VIII.3: boulon HR.

➤ **Coefficients partiels de sécurité :**

Les coefficients partiels de sécurité à utiliser pour les assemblages boulonnés sont les suivants :

$$\begin{aligned} \gamma_{M2} &= 1,5 && \text{pour la résistance des boulons sollicités à la traction.} \\ \gamma_{M2} &= 1,25 && \text{pour les autres cas.} \end{aligned}$$

Pour les boulons à haute résistance interviennent également des coefficients de sécurité sur la résistance au glissement :

- pour les trous normaux et les trous oblongs dont l'axe de la fente est perpendiculaire à la direction de l'effort de glissement.

$$\begin{aligned} \gamma_{Ms,ult} &= 1,10 && \text{pour l'état limite ultime.} \\ \gamma_{Ms,ser} &= 1,20 && \text{pour l'état limite de service.} \end{aligned}$$

- pour les trous surdimensionnés et les trous oblongs dont l'axe de la fente est parallèle à la direction de l'effort de glissement.

$$\gamma_{Ms,ult} = 1,25 \quad (\text{le calcul ne se fait qu'à l'état limite ultime}).$$

➤ **Dispositions constructives :**

Diamètres des trous (d_0):

Les trous des boulons sont forés ou poinçonnés. Ils présentent un jeu par rapport au diamètre nominal de la vis.

$$\begin{aligned} \text{Diamètre de la vis (d) = 12 et 14 mm} && d_0 &= d + 1. \\ \text{Diamètre de la vis (d) = 16 à 24} && d_0 &= d + 2. \\ \text{Diamètre de la vis (d) > à 27} && d_0 &= d + 3. \end{aligned}$$

VIII-3-2- Assemblages soudés :

Le soudage est un procédé particulier d'assemblage assurant les liaisons par continuité de la matière (adhérence entre les atomes). Ce type d'assemblage a des avantages et des inconvénients.

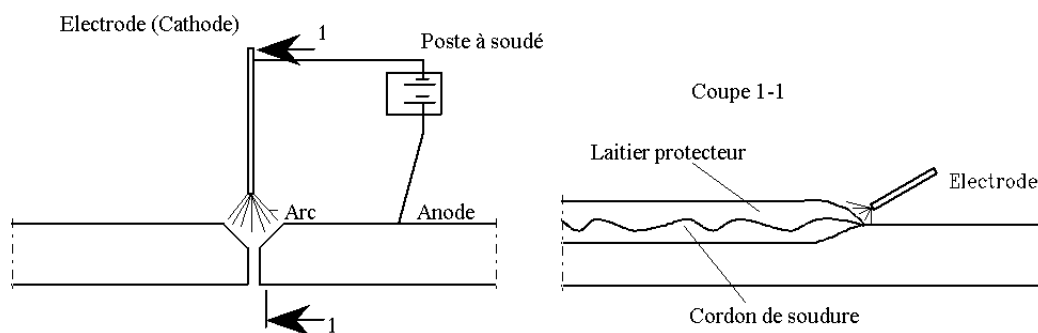


Figure.VIII.4: Soudure à l'arc électrique.

➤ **Avantages :**

- continuité de la matière assure une bonne transmission des sollicitations.
- Etanchéité.
- Procédé simple et rapide, (dispense des pièces secondaires, goussets...etc.).
- Une bonne productivité.
- Moins encombrant et plus esthétique que le boulonnage ou le rivetage.

➤ **Inconvénients :**

- Déformation de retrait des soudures.
- Contraintes résiduelles de soudure qui compliquent l'état de contrainte de l'assemblage.
- Plus onéreux (main-d'œuvre qualifiée, matériel spécifique, contrôle des soudures).

VIII-4- Calcul et vérification des assemblages :

VIII-4-1- liaison poteaux – traverse :

La conception de la liaison poteaux- traverse est basé sur le système d'assemblage boulonné qui va supporter les charges et les surcharges, et qui assure la rigidité entre ces éléments, ils sont généralement des boulons HR, dans ce cas cette assemblage est concéder comme un assemblage rigide donc il travaille toujours en cisaillement, la vérification se fait pour le nœud le plus sollicité selon EC3.

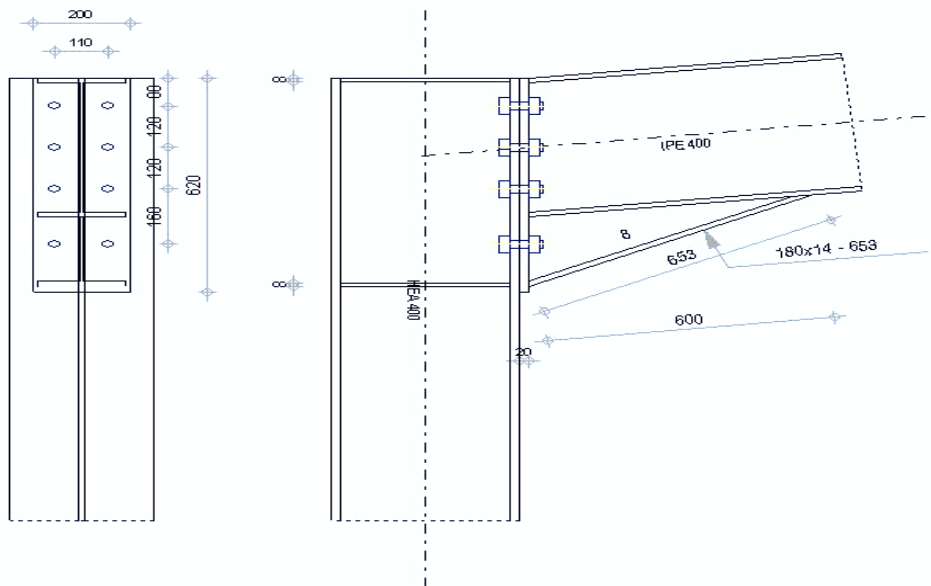


Figure.VIII.5 : caractéristiques de la liaisons poteaux- traverse.

VIII-4-1-1- Caractéristiques de l'assemblage:

- Tôle:** 650mm x 210mm x 20mm ;
- Boulons:** 24mm 10.9 ($A_s = 0m^2$) ;
- Espacement entre les lignes verticales des boulons 110mm ;
- Groupe 1:** lignes = 1 ;
- Distance** (de la face supérieure de la tôle) = 90mm ;
- Entraxe entre les boulons du groupe 1 = 120mm ;
- Groupe 2 :** lignes = 3 ;
- Distance (des boulons précédents) = 120mm ;
- Entraxe entre les boulons du groupe 2 = 160mm ;
- Nombre total de boulons :** 8 ;

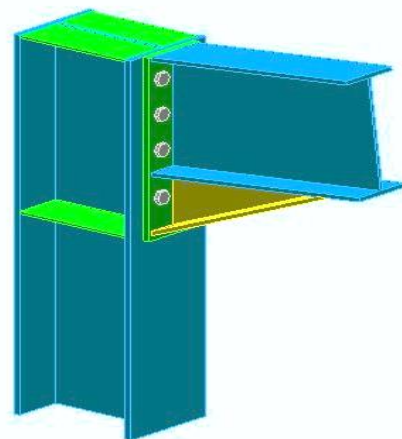


Figure.VIII.6 : vue 3d de l'assemblage.

➤ **Éléments connectés – cotations :**

Elément	Profils	Hauteur	Largeur	Épaisseur de l'âme	Épaisseur aile	Rayon d'arrondi	Matériau
Élément principal	HEA400	390mm	300mm	11mm	19mm	27mm	S235JR
Profil secondaire	IPE450	450mm	190mm	9.4mm	14.6mm	21mm	S235JR

Tableau VIII. 2 : caractéristiques des éléments assemblés.

➤ **Épaisseur des soudures :**

Nom soudure	Épaisseur
Poutre secondaire - Plat d'aile	6mm
Poutre secondaire - Plat d'âme	6mm
Âme Jarret inf. - Poutre secondaire	6mm
Âme Jarret inf. - Plat	6mm
Aile Jarret inf. - Plat	6mm

Tableau VIII. 3 : caractéristiques des épaisseurs de la soudure.

➤ **Propriétés de boulon :**

Connecté	Norme	Diamètre	Nbre de boulons	Classe	Composition	Diamètre trou
Column - End plate	4014	24 mm	8	10.9	M	2 mm

Tableau VIII. 4: caractéristiques des boulons.

VIII-4-1-2- Combinaisons de charge les plus défavorables :

La combinaison la plus forte pour cet assemblage est le dessous, qui était donné par Robot pour toutes les charges supportées par ce nœud à l'ELU et l'ELS,

Cas : 8: $1.35G + 1.5Q + 0.9W_1$

VIII-4-1-3- vérification d'assemblage poteau:

➤ **Efforts de calcul :**

Nom de cas	M	N	V
$1.35G + 1.5Q + 0.9W_1$	120 kNm	-19 kN	- 48 kN

Tableau VIII. 5 : effort appliqué au nœud.

VIII-4-1-4- vérification des dimensions de l'assemblage poteau:

- Distance min/max du bord boulon (dans la direction de la charge) :

Il faut que : $1.2 * d_0 \leq e_1 \leq (4 * t + 40\text{mm}) \implies 31.2 \text{ mm} \leq 90 \text{ mm} \leq 116 \text{ mm} \implies \text{OK}$

- **Distance min/max du bord boulon (\perp à la direction de la charge) :**

Il faut que : $1.2 * d_0 \leq e_2 \leq (4 * t + 40 \text{ mm}) \implies 31.2 \text{ mm} \leq 50 \text{ mm} \leq 116 \text{ mm} \implies \text{OK}$

- **Espacement min/max entre boulons (dans la direction de la charge)**

Il faut que : $2.2 * d_0 \leq p_1 \leq \min(14 * t; 200 \text{ mm}) \implies 57.2 \text{ mm} \leq 120 \leq 200 \text{ mm} \implies \text{OK}$

VIII-4-1-5- vérification du cisaillement des boulons :

Il faut vérifier les condition suivantes : $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ et $V_{Ed} / (n_{obj} * n) \leq n_s * \alpha_v * f_{ub} * A_s / \gamma_{Mb}$
 donc : $49.7 \text{ kN} / (1 * 8) \leq 1 * 0.5 * 1000 \text{ N/mm}^2 * 0 \text{ m}^2 / 1.25 \implies 6.2 \text{ kN} \leq 141.2 \text{ kN} \text{ OK}$

VIII-4-1-6- vérification de la pression diamétrale des boulons :

- **Écrasement des boulons de platine**

Il faut vérifier les condition suivantes : $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ et $F_{v,Ed} \leq 1 * k_1 * \alpha_b * f_u * d * \Sigma(t_i) / \gamma_{Mb}$
 donc : $6.2 \text{ kN} \leq 1 * 2.5 * 1 * 360 \text{ N/mm}^2 * 24 \text{ mm} * 20 \text{ mm} / 1.25 \implies 6.2 \text{ kN} \leq 345.6 \text{ kN} \text{ OK}$

- **Écrasement des boulons de poutre principale**

Il faut vérifier les condition suivantes : $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ et $F_{v,Ed} \leq 1 * k_1 * \alpha_b * f_u * d * \Sigma(t_i) / \gamma_{Mb}$;
 donc : $6.2 \text{ kN} \leq 1 * 2.5 * 1 * 360 \text{ N/mm}^2 * 24 \text{ mm} * 19 \text{ mm} / 1.25 \implies 6.2 \text{ kN} \leq 328.3 \text{ kN} \text{ OK}$

VIII-4-1-7- vérification de la traction dans le boulon

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ et $M_{Ed} * h_1 / (n_v * \Sigma(h_r^2)) - N_{Ed} / (n_{obj} * n_t) \leq k_2 * f_{ub} * A_s / \gamma_{Mb}$;
 donc : $120 \text{ kNm} * 560 \text{ mm} / (2 * 0.6 \text{ m}^2) - 14.1 \text{ kN} / (1 * 8) \leq 0.9 * 1000 \text{ N/mm}^2 * 0 \text{ m}^2 / 1.25$;
 $\implies 54.2 \text{ kN} \leq 254.2 \text{ kN} \implies \text{OK} ;$

VIII-4-1-8- Résistance du boulon au poinçonnement :

Il faut vérifier les conditions suivantes : $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$ et $F_{t,Ed} \leq 0.6 * \pi * d_m * t_p * f_u / \gamma_{Mb}$;
 donc : $54.2 \text{ kN} \leq 0.6 * 3.14 * 39.5 \text{ mm} * 19 \text{ mm} * 360 \text{ N/mm}^2 / 1.25 \implies 54.2 \text{ kN} \leq 407.9 \text{ kN} \text{ OK}$

VIII-4-1-9- Vérification du cisaillement et traction dans les boulons :

Il faut vérifier les conditions suivantes : $F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1$;
 donc : $6.2 \text{ kN} / 141.2 \text{ kN} + 54.2 \text{ kN} / (1.4 * 254.2 \text{ kN}) \leq 1 \implies 0.2 \leq 1 \implies \text{OK}$

VIII-4-1-10- Résistance en traction - Rangées boulon individuel :

boulons 1 il faut que : $F_{t1,Ed} \leq F_{t1,Rd}$;
 donc : $n_v * [M_{Ed} * h_1 / (n_v * \Sigma(h_r^2)) - N_{Ed} / (n_{obj} * n_{h,t})] \leq \min(F_{t1,wc,Rd}; F_{t1,fc,Rd}; F_{t1,ep,Rd}; F_{t1,wb,Rd})$
 $2 * [120 \text{ kNm} * 553.8 \text{ mm} / (2 * 0.58 \text{ m}^2) - 14.1 \text{ kN} / (1 * 8)] \leq \min(423.1 \text{ kN}; 266.5 \text{ kN}; 392.1 \text{ kN}; 528.6 \text{ kN});$
 $\implies 110.5 \text{ kN} \leq 266.5 \text{ kN} \implies \text{OK} ;$

boulons 2 il faut que : $F_{t2,Ed} \leq F_{t2,Rd}$;
 donc : $n_v * [M_{Ed} * h_2 / (n_v * \Sigma(h_r^2)) - N_{Ed} / (n_{obj} * n_{h,t})] \leq \min(F_{t2,wc,Rd}; F_{t2,fc,Rd}; F_{t2,ep,Rd}; F_{t2,wb,Rd})$
 $2 * [120 \text{ kNm} * 433.8 \text{ mm} / (2 * 0.58 \text{ m}^2) - 14.1 \text{ kN} / (1 * 8)] \leq \min(423.1 \text{ kN}; 266.5 \text{ kN}; 390.7 \text{ kN}; 522.5 \text{ kN})$
 $\implies 85.8 \text{ kN} \leq 266.5 \text{ kN} \implies \text{OK} ;$

VIII-4-1-11- Vérification du plat en cisaillement :

• **Vérification de rupture élastique en cisaillement :**

Il faut vérifier les conditions suivantes : $V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$ et $V_{Ed} \leq n_{Obj} * f_y * A_v / (\gamma_{M0} * \text{SQRT}(3))$

donc : $49.7\text{kN} \leq 1 * 235\text{N/mm}^2 * 0.01\text{m}^2 / (1 * 1.73) \implies 49.7\text{kN} \leq 1763.8\text{kN} \quad \text{OK}$

• **Vérification résistance ultime en cisaillement :**

Il faut vérifier les conditions suivantes : $V_{Ed} \leq V_{u,Rd}$ et $V_{Ed} \leq n_{Obj} * 0.9 * f_u * A_{v,Net} / (\gamma_{M2} * Q(3))$

donc : $49.7\text{kN} \leq 1 * 0.9 * 360\text{N/mm}^2 * 0.01\text{m}^2 / (1.25 * 1.73) \implies 49.7\text{kN} \leq 1634.2\text{kN} \quad \text{OK}$

➤ **Vérification du déchirement du bloc :**

Il faut vérifier les conditions suivantes : $V_{Ed} \leq V_{eff,1,Rd}$ et $V_{Ed} \leq n_{Obj} * (f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + f_y * A_{nv} / (\gamma_{M0} * \text{RT}(3)))$

donc : $49.7\text{kN} \leq 1 * (360\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / 1.25 + 235\text{N/mm}^2 * 0.02\text{m}^2 / (1 * 1.73))$

$\implies 49.7\text{kN} \leq 2971.5\text{kN} \implies \text{OK};$

VIII-4-1-12- Vérification Poteau :

➤ **Vérification de l'âme en cisaillement :**

Il faut vérifier les conditions suivantes : $d / t_w \leq 69 * \epsilon$ donc $298\text{mm} / 11\text{mm} \leq 69 * 1$

$\implies 27.09 \leq 69 \implies \text{OK};$

Avec : $V_{wp,Ed} \leq V_{wp,Rd}$ et $M_{Ed} / h_f + N_{Ed} / 2 \leq 0.9 * f_{y,wc} * A_{vc} / (\text{SQRT}(3) * \gamma_{M0})$

$120\text{kNm} / 636.5\text{mm} + 14.1\text{kN} / 2 \leq 0.9 * 235\text{N/mm}^2 * 0.01\text{m}^2 / (1.73 * 1);$

$\implies 195.6\text{kN} \leq 700.3\text{kN} \implies \text{OK};$

➤ **Âme de Poteau en compression transversale :**

Il faut vérifier les conditions suivantes : $F_{c,wc,Ed} \leq F_{c,wc,Rd}$ et

$M_{Ed} / h_f + N_{Ed} / 2 \leq \min(\omega * k_{wc} * b_{eff,c,wc} * t_{wc} * f_{y,wc} / \gamma_{M0}; \omega * k_{wc} * \rho * b_{eff,c,wc} * t_{wc} * f_{y,wc} / \gamma_{M1})$

$120\text{kNm} / 636.5\text{mm} + 14.1\text{kN} / 2 \leq \min(0.85 * 1 * 281.6\text{mm} * 11\text{mm} * 235\text{N/mm}^2 / 1, 0.85 * 1 * 0.92 * 281.6\text{mm} * 11\text{mm} * 235\text{N/mm}^2 / 1)$

avec : $571.1\text{kN} = \min(619.9\text{kN}; 571.1\text{kN});$

$\implies 195.6\text{kN} \leq 571.1\text{kN} \implies \text{OK};$

➤ **Flambement de l'âme du poteau :**

Il faut vérifier les conditions suivantes : $F_{b,wc,Ed} \leq F_{b,wc,Rd}$ et $M_{Ed} / h_f + N_{Ed} / 2 \leq \chi * A * f_y / \gamma_{M1}$

$120\text{kNm} / 636.5\text{mm} + 14.1\text{kN} / 2 \leq 1 * 0\text{m}^2 * 235\text{N/mm}^2 / 1;$

$\implies 195.6\text{kN} \leq 641.6\text{kN} \implies \text{OK};$

VIII-4-1-13- Vérification de la soudure :

➤ **Aile de Poutre Secondaire /Plat :**

Il faut vérifier les conditions suivantes : $F_{w,Ed,Res} \leq F_{w,Rd}$ et $M_{Ed} / h_f + N_{Ed} / 2 \leq n_{Obj} * n_w * f_{vw,d} * a * l_{eff}$
 $120kNm / 626.9mm + -14.1kN / 2 \leq 1 * 1 * 207.8N/mm^2 * 6mm * 292.6mm ;$

$$\implies 198.5kN \leq 364.9kN \implies \text{OK};$$

➤ **Âme de Poutre Secondaire / Plat :**

Il faut vérifier les conditions suivantes : $F_{w,Ed,Res} \leq F_{w,Rd}$ et $V_{Ed} \leq n_{Obj} * n_w * f_{vw,d} * a * l_{eff}$
 Donc : $49.7kN \leq 1 * 2 * 207.8N/mm^2 * 6mm * 368.9mm ;$

$$\implies 49.7kN \leq 920.1kN \implies \text{OK};$$

➤ **Âme Jarret inf. /Poutre secondaire :**

Il faut vérifier les conditions suivantes : $F_{w,Ed,Res} \leq F_{w,Rd}$ et $F_{w,Ed,Res} \leq n_{Obj} * n_w * f_{vw,d} * a * l_{eff}$
 Donc : $137.5kN \leq 1 * 2 * 207.8N/mm^2 * 6mm * 388mm ;$

$$\implies 137.5kN \leq 967.7kN \implies \text{OK};$$

➤ **Âme Jarret inf. /Plat :**

Il faut vérifier les conditions suivantes : $F_{w,Ed,Res} \leq F_{w,Rd}$ et $F_{w,Ed,Res} \leq n_{Obj} * n_w * f_{vw,d} * a * l_{eff}$
 Donc : $111kN \leq 1 * 2 * 207.8N/mm^2 * 6mm * 171.2mm ;$

$$\implies 111kN \leq 427kN \implies \text{OK};$$

➤ **Aile Jarret inf. /Plat :**

Il faut vérifier les conditions suivantes : $F_{w,Ed,Res} \leq F_{w,Rd}$ et $F_{w,Ed,Res} \leq n_{Obj} * n_w * f_{vw,d} * a * l_{eff}$
 Donc : $195.3kN \leq 1 * 1 * 207.8N/mm^2 * 6mm * 292.6mm ;$

$$\implies 195.3kN \leq 364.9kN \implies \text{OK};$$

Conclusion

L'assemblage est correctement calculé pour résister aux efforts appliqués ;

VIII-4-2- liaison traverse – traverse :

La conception de l'assemblage traverse- traverse utilisé dans ce projet est un système d'assemblage boulonné qui va supporter les charges et les surcharges, et qui va assurer la rigidité entre ces deux versants, ils sont des boulons HR, dans ce cas cette assemblage est concéder comme un assemblage rigide donc il travaille toujours en cisaillement, la vérification se fait pour le nœud le plus sollicité selon EC3.

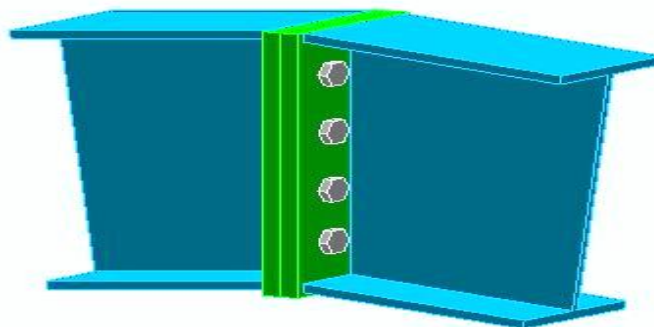


Figure.VIII.7 : Vue 3d de l'assemblage ;

VIII-4-2-1 Caractéristiques de l'assemblage:

Tôle: 410mm x 200mm x 20mm ;

Boulons: 24mm 10.9 ($A_s = 0m^2$) ;

Espacement entre les lignes verticales des boulons 90mm ; **Groupe 1:** lignes = 1 ;

Distance (de la face supérieure de la tôle) = 70mm ;

Entraxe entre les boulons du groupe 1 = 90mm ; **Groupe 2 :** lignes = 3 ;

Distance (des boulons précédents) = 90mm ;

Entraxe entre les boulons du groupe 2 = 85mm ; **Nombre total de boulons :** 8 ;

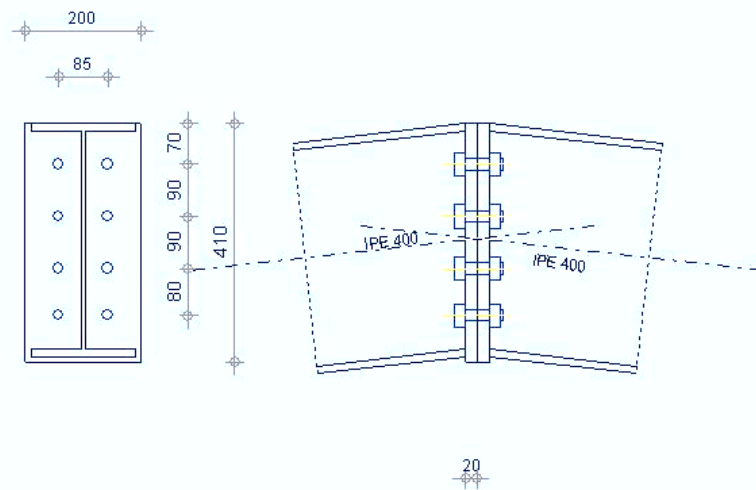


Figure.VIII.8 : Caractéristiques de la liaisons traverse - traverse.

➤ **Éléments connectés – cotations :**

Elément	Profils	Hauteur	Largeur	Epaisseur de l'âme	Epaisseur aile	Rayon d'arrondi	Matériau
Élément principal	HEA400	450mm	190mm	9.4mm	14.6mm	21mm	S235JR
Profil secondaire	IPE450	450mm	190mm	9.4mm	14.6mm	21mm	S235JR

Tableau VIII. 6 : Caractéristiques des éléments assemblés.

➤ **Epaisseur des soudures :**

Nom soudure	Epaisseur
Semelle de la poutre - platine	6mm
Âme de la poutre - platine	6mm

Tableau VIII. 7 : Caractéristiques des épaisseurs de la soudure.

➤ Propriétés de boulon :

Connecté	Norme	Diamètre	Nbre de boulons	Classe	Composition	Diamètre trou
Column - End plate	4014	20 mm	8	10.9	M	2mm

Tableau VIII. 8: Caractéristiques des boulons.

VIII-4-2-2- Combinaisons de charge les plus défavorables :

La combinaison la plus forte pour cet assemblage est le dessous, qui était donné par Robot pour toutes les charges supportées par ce nœud à l'ELU et l'ELS,

Cas : 8: 1.35G + 1.5Q + 0.9S

VIII-4-2-3- Vérification d'assemblage poteau:

➤ Efforts de calcul :

Nom de cas	M	N	V
1.35G + 1.5Q + 0.9S	81kNm	-19kN	4kN

Tableau VIII. 9 : Effort appliqué au nœud.

VIII-4-2-4- Vérification des dimensions de l'assemblage poteau:

- Distance min/max du bord boulon (dans la direction de la charge) :

Il faut que : $1.2 * d_0 \leq e_1 \leq (4 * t + 40\text{mm}) \implies 26.4\text{mm} \leq 60\text{mm} \leq 120\text{mm} \implies \text{OK}$

- Distance min/max du bord boulon (\perp à la direction de la charge) :

Il faut que : $1.2 * d_0 \leq e_2 \leq (4 * t + 40 \text{ mm}) \implies 26.4\text{mm} \leq 55\text{mm} \leq 120\text{mm} \implies \text{OK}$

- Espacement min/max entre boulons (dans la direction de la charge)

Il faut que : $2.2 * d_0 \leq p_1 \leq \min(14*t; 200 \text{ mm}) \implies 48.4\text{mm} \leq 110\text{mm} \leq 200\text{mm} \implies \text{OK}$

VIII-4-2-5- Vérification du cisaillement des boulons :

Il faut vérifier les condition suivantes : $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ et $V_{Ed} / (n_{obj} * n) \leq n_s * \alpha_v * f_{ub} * A_s / \gamma_{Mb}$

Donc : $5.9\text{kN} / (1 * 8) \leq 1 * 0.5 * 1000\text{N}/\text{mm}^2 * 0\text{m}^2 / 1.25 \implies 0.7\text{kN} \leq 98\text{kN} \implies \text{OK}$

VIII-4-2-6- Vérification de la pression diamétrale des boulons :

- Écrasement des boulons de platine

Il faut vérifier les condition suivantes : $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ et $F_{v,Ed} \leq 1 * k_1 * \alpha_b * f_u * d * \Sigma(t_i) / \gamma_{Mb}$

Donc : $6.2 \text{ kN} \leq 1 * 2.5 * 1 * 360 \text{ N}/\text{mm}^2 * 20\text{mm} * 20\text{mm} / 1.25 \implies 0.7\text{kN} \leq 261.8\text{kN} \text{ OK}$

VIII-4-2-7- Vérification de la traction dans le boulon :

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ et $M_{Ed} * h_1 / (n_v * \Sigma(h_f^2)) - N_{Ed} / (n_{obj} * n_t) \leq k_2 * f_{ub} * A_s / \gamma_{Mb}$;

Donc : $81\text{kNm} * 379.9\text{mm} / (2 * 0.25\text{m}^2) - 18.5\text{kN} / (1 * 8) \leq 0.9 * 1000\text{N}/\text{mm}^2 * 0\text{m}^2 / 1.25$;

$\implies 60.4\text{kN} \leq 176.4\text{kN} \implies \text{OK} ;$

VIII-4-2-8- Résistance du boulon au poinçonnement :

Il faut vérifier les conditions suivantes : $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$ et $F_{t,Ed} \leq 0.6 * \pi * d_m * t_p * f_u / \gamma_{Mb}$;

Donc : $60.4kN \leq 0.6 * 3.14 * 33mm * 20mm * 360N/mm^2 / 1.25 \implies 60.4kN \leq 357.7kN$ **OK**

VIII-4-2-9- Vérification du cisaillement et traction dans les boulons :

Il faut vérifier les conditions suivantes : $F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1$;

Donc : $0.7kN / 98kN + 60.4kN / (1.4 * 176.4kN) \leq 1 \implies 0.25 \leq 1 \implies$ **OK**

VIII-4-2-10- Résistance en traction - Rangées boulon individuel :

Boulons 1 il faut que : $F_{t1,Ed} \leq F_{t1,Rd}$;

Donc : $nv * [M_{Ed} * h_1 / (nv * \Sigma(h_r^2)) - N_{Ed} / (n_{Obj} * n_{h,t})] \leq \min(F_{t1,wc,Rd}; F_{t1,fc,Rd}; F_{t1,ep,Rd}; F_{t1,wb,Rd})$
 $2 * [81kNm * 379.9mm / (2 * 0.25m^2) - 18.5kN / (1 * 8)] \leq \min(295.3kN; 465.1kN);$

$\implies 120.9kN \leq 295.3kN \implies$ **OK;**

Boulons 2 il faut que : $F_{t2,Ed} \leq F_{t2,Rd}$;

Donc : $nv * [M_{Ed} * h_2 / (nv * \Sigma(h_r^2)) - N_{Ed} / (n_{Obj} * n_{h,t})] \leq \min(F_{t2,wc,Rd}; F_{t2,fc,Rd}; F_{t2,ep,Rd}; F_{t2,wb,Rd})$
 $2 * [81kNm * 269.9mm / (2 * 0.25m^2) - 18.5kN / (1 * 8)] \leq \min(284.4kN; 448kN)$

$\implies 84.5kN \leq 284.4kN \implies$ **OK;**

VIII-4-2-11- Vérification du plat en cisaillement :

• **Vérification de rupture élastique en cisaillement :**

Il faut vérifier les conditions suivantes : $V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$ et $V_{Ed} \leq n_{Obj} * f_y * A_v / (\gamma_{M0} * \text{SQRT}(3))$

Donc : $5.9kN \leq 1 * 235N/mm^2 * 0.01m^2 / (1 * 1.73) \implies 5.9kN \leq 1248.2kN$ **OK**

• **Vérification résistance ultime en cisaillement :**

Il faut vérifier les conditions suivantes : $V_{Ed} \leq V_{u,Rd}$ et $V_{Ed} \leq n_{Obj} * 0.9 * f_u * A_{v,Net} / (\gamma_{M2} * Q(3))$

Donc : $5.9kN \leq 1 * 0.9 * 360N/mm^2 * 0.01m^2 / (1.25 * 1.73) \implies 5.9kN \leq 1113.4kN$ **OK**

VIII-4-2-13- Vérification de la soudure :

➤ **Semelle de la traverse - plaque:**

Il faut vérifier les conditions suivantes : $F_{w,Ed,Res} \leq F_{w,Rd}$ et $M_{Ed} / h_f + N_{Ed} / 2 \leq n_{Obj} * n_w * f_{vw,d} * a * l_{eff}$
 $81kNm / 437.6mm + -18.5kN / 2 \leq 1 * 1 * 207.8N/mm^2 * 6mm * 292.6mm;$

$\implies 194.4kN \leq 364.9kN \implies$ **OK;**

➤ **Âme de de la traverse - plaque:**

Il faut vérifier les conditions suivantes : $F_{w,Ed,Res} \leq F_{w,Rd}$ et $V_{Ed} \leq n_{Obj} * n_w * f_{vw,d} * a * l_{eff}$
 Donc : $5.9kN \leq 1 * 2 * 207.8N/mm^2 * 6mm * 368.7mm;$

$\implies 5.9kN \leq 919.6kN \implies$ **OK;**

Conclusion

L'assemblage est correctement calculé pour résister aux efforts appliqués ;

VIII-4-3- liaison poutre – poteau :

La liaison poteaux- poutre est importante pour le système d’assemblage de la structure c’est pour ça on a utilisé l’assemblage boulonné qui va supporter les charges et les surcharges, et qui assure la rigidité entre ces éléments,

VIII-4-3-1 Caractéristiques de l’assemblage:

Tôle: 150mm x 150mm x 10mm ;

Boulons: 16mm 8.8 ($A_s = 0m^2$) ;

Espacement entre les lignes verticales des boulons 45mm ; **Groupe 1:** lignes = 1 ;

Distance (de la face supérieure de la tôle) = 45mm ;

Entraxe entre les boulons du groupe 1 = 45mm ; **Groupe 2 :** lignes = 1 ;

Distance (des boulons précédents) = 55mm ;

Entraxe entre les boulons du groupe 2 = 55mm ; **Nombre total de boulons :** 4 ;

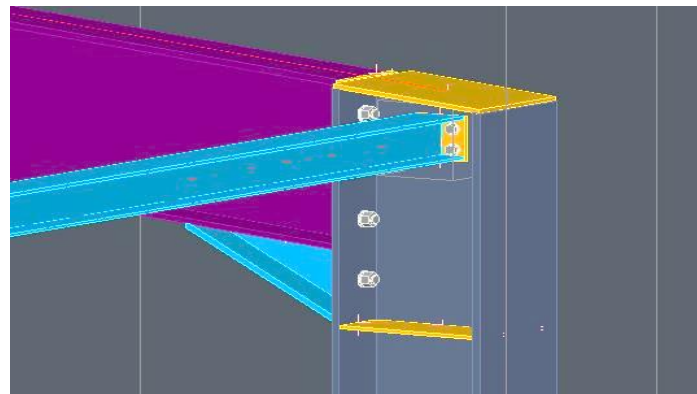


Figure.VIII.9 : Vue 3d de l’assemblage.

➤ **Éléments connectés – cotations :**

Elément	Profils	Hauteur	Largeur	Epaisseur de l’âme	Epaisseur aile	Rayon d’arrondi	Matériau
Élément principal	HEA400	390mm	300mm	11mm	19mm	27mm	S235JR
Profil secondaire	HEA120	114mm	120mm	5mm	8mm	12mm	S235JR

Tableau VIII. 10 : Caractéristiques des éléments assemblés.

➤ **Epaisseur des soudures :**

Nom soudure	Epaisseur
Semelle de la poutre - platine	4mm
Âme de la poutre - platine	4mm

Tableau VIII. 11 : Caractéristiques des épaisseurs de la soudure.

➤ **Propriétés de boulon :**

Connecté	Norme	Diamètre	Nbre de boulons	Classe	Composition	Diamètre trou
Column - End plate	4014	16 mm	4	8.8	Mu2S	2mm

Tableau VIII. 12: Caractéristiques des boulons.

VIII-4-3-2- Combinaisons de charge les plus défavorables :

La combinaison la plus forte pour cet assemblage est le dessous, qui était donné par Robot pour toutes les charges supportées par ce nœud à l'ELU et l'ELS,

8: $1.35G + 1.5Q + 0.9W_1$

VIII-4-3-3- Vérification d'assemblage poteau:

➤ **Efforts de calcul :**

Nom de cas	M	N	V
$1.35G + 1.5Q + 0.9W_1$	8 kNm	-3.4kN	0.6kN

Tableau VIII. 13 : Effort appliqué au nœud.

VIII-4-3-4- Vérification des dimensions de l'assemblage poteau:

- **Distance min/max du bord boulon (dans la direction de la charge) :**

Il faut que : $1.2 * d_0 \leq e_1 \leq (4 * t + 40\text{mm}) \implies 21.6\text{mm} \leq 30\text{mm} \leq 80\text{mm} \implies \text{OK}$

- **Distance min/max du bord boulon (\perp à la direction de la charge) :**

Il faut que : $1.2 * d_0 \leq e_2 \leq (4 * t + 40 \text{ mm}) \implies 21.6\text{mm} \leq 30\text{mm} \leq 80\text{mm} \implies \text{OK}$

- **Espacement min/max entre boulons (dans la direction de la charge) :**

Il faut que : $2.2 * d_0 \leq p_1 \leq \min(14*t; 200 \text{ mm}) \implies 39.6\text{mm} \leq 55\text{mm} \leq 140\text{mm} \implies \text{OK}$

VIII-4-3-5- Vérification du cisaillement des boulons :

Il faut vérifier les condition suivantes : $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ et $V_{Ed} / (n_{obj} * n) \leq n_s * \alpha_v * f_{ub} * A_s / \gamma_{Mb}$

Donc : $0.6\text{kN} / (1 * 4) \leq 1 * 0.6 * 800\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / 1.25 \implies 0.1\text{kN} \leq 60.3\text{kN} \implies \text{OK}$

VIII-4-3-6- Vérification de la pression diamétrale des boulons :

- **Écrasement des boulons de platine**

Il faut vérifier les condition suivantes : $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ et $F_{v,Ed} \leq 1 * k_1 * \alpha_b * f_u * d * \Sigma(t_i) / \gamma_{Mb}$

Donc : $0.1\text{kN} \leq 1 * 2.5 * 0.56 * 360\text{N/mm}^2 * 16\text{mm} * 10\text{mm} / 1.25 \implies 0.1\text{kN} \leq 64\text{kN} \text{ OK}$

- **Écrasement des boulons de poutre principale :**

Il faut vérifier les condition suivantes : $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ et $F_{v,Ed} \leq 1 * k_1 * \alpha_b * f_u * d * \Sigma(t_i) / \gamma_{Mb}$;

Donc : $0.2 \text{ kN} \leq 1 * 0.77 * 360 \text{ N/mm}^2 * 16 \text{ mm} * 11 \text{ mm} / 1.25 \implies 0.2\text{kN} \leq 97.4\text{K}n \text{ OK}$

VIII-4-3-7- Vérification de la traction dans le boulon :

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \text{ et } M_{Ed} * h_1 / (n_v * \Sigma(h_r^2)) - N_{Ed} / (n_{Obj} * n_t) \leq k_2 * f_{ub} * A_s / \gamma_{Mb};$$

Donc : $8\text{kNm} * 75\text{mm} / (2 * 0.01\text{m}^2) + 3.4\text{kN} / (1 * 4) \leq 0.9 * 800\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / 1.25 ;$

$\implies 50.6\text{kN} \leq 90.4\text{kN} \implies \text{OK};$

VIII-4-3-8- Résistance du boulon au poinçonnement :

Il faut vérifier les conditions suivantes : $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$ et $F_{t,Ed} \leq 0.6 * \pi * d_m * t_p * f_u / \gamma_{Mb};$

Donc : $50.6\text{kN} \leq 0.6 * 3.14 * 26.2\text{mm} * 10\text{mm} * 360\text{N/mm}^2 / 1.25 \implies 54.2\text{kN} \leq 407.9\text{kN} \text{ OK}$

VIII-4-9- Vérification du cisaillement et traction dans les boulons :

Il faut vérifier les conditions suivantes : $F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1 ;$

Donc : $0.1\text{kN} / 60.3\text{kN} + 50.6\text{kN} / (1.4 * 90.4\text{kN}) \leq 1 \implies 0.4 \leq 1 \implies \text{OK}$

VIII-4-3-10- Vérification du plat en cisaillement :

• **Vérification de rupture élastique en cisaillement :**

Il faut vérifier les conditions suivantes : $V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$ et $V_{Ed} \leq n_{Obj} * f_y * A_v / (\gamma_{M0} * \text{SQRT}(3))$

Donc : $0.6\text{kN} \leq 1 * 235\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / (1 * 1.73) \implies 0.6\text{kN} \leq 162.8\text{kN} \implies \text{OK}$

• **Vérification résistance ultime en cisaillement :**

Il faut vérifier les conditions suivantes : $V_{Ed} \leq V_{u,Rd}$ et $V_{Ed} \leq n_{Obj} * 0.9 * f_u * A_{v,Net} / (\gamma_{M2} * Q(3))$

Donc : $0.6\text{kN} \leq 1 * 0.9 * 360\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / (1.25 * 1.73) \implies 0.6\text{kN} \leq 125.7\text{kN} \implies \text{OK}$

➤ **Vérification du déchirement du bloc :**

Il faut vérifier les conditions suivantes : $V_{Ed} \leq V_{eff,1,Rd}$ et $V_{Ed} \leq n_{Obj} * (f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + f_y * A_{nv} / (\gamma_{M0} * \text{RT}(3)))$ donc :

$0.6\text{kN} \leq 1 * (360\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / 1.25 + 235\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / (1 * 1.73)) \implies 0.6\text{kN} \leq 278.3\text{kN} \implies \text{OK};$

VIII-4-3-11- Vérification du plat en cisaillement :

• **Vérification de rupture élastique en cisaillement :**

Il faut vérifier les conditions suivantes : $V_{Ed} \leq V_{pl,Rd}$ et $V_{Ed} \leq n_{Obj} * f_y * A_v / (\gamma_{M0} * \text{SQRT}(3))$

Donc : $0.6\text{kN} \leq 1 * 235\text{N/mm}^2 * 0\text{m}^2 / (1 * 1.73) \implies 0.6\text{kN} \leq 77.3\text{kN} \implies \text{OK}$

• **Vérification résistance ultime en cisaillement :**

Il faut vérifier les conditions suivantes : $V_{Ed} \leq V_{u,Rd}$ et $V_{Ed} \leq n_{Obj} * 0.9 * f_u * A_{v,Net} / (\gamma_{M2} * Q(3))$

Donc : $5.9\text{kN} \leq 1 * 0.9 * 360\text{N/mm}^2 * 0.01\text{m}^2 / (1.25 * 1.73) \implies 5.9\text{kN} \leq 1113.4\text{kN} \implies \text{OK}$

VIII-4-3-12- Vérification de la soudure :

➤ **Semelle de la poutre - plaque :**

Il faut vérifier les conditions suivantes : $F_{w,Ed,Res} \leq F_{w,Rd}$ et $M_{Ed} / h_f + N_{Ed} / 2 \leq n_{Obj} * n_w * f_{vw,d} * a * l_{eff}$
 $8\text{kNm} / 106\text{mm} + 3.4\text{kN} / 2 \leq 1 * 1 * 207.8\text{N/mm}^2 * 4\text{mm} * 187\text{mm};$

$\implies 77.2\text{kN} \leq 155.5\text{kN} \implies \text{OK};$

➤ **Âme de de la poutre - plaque:**

Il faut vérifier les conditions suivantes : $F_{w,Ed,Res} \leq F_{w,Rd}$ et $V_{Ed} \leq n_{Obj} * n_w * f_{vw,d} * a * l_{eff}$
 Donc : $0.6kN \leq 1 * 2 * 207.8N/mm^2 * 4mm * 66mm;$

$\implies 0.6kN \leq 109.7kN \implies \text{OK};$

Conclusion :

L'assemblage est correctement calculé pour résister aux efforts appliqués ;

VIII-4-4- Calcul et vérification de pied de poteau :

Vue que l'importance du pied de poteaux car il joue le rôle de la base de chaque structure, la conception de cette liaison est basé sur le système d'assemblage avec boulons d'ancrage qui va supporter les charges et les surcharges, et qui assure la rigidité entre ces éléments,

VIII-4-4-1 Caractéristiques de l'assemblage:

Tôle: 650mm x 460mm x 30mm ; **boulons d'ancrage:** 24mm 10.9 ($A_s = 0m^2$) ;
 Espacement entre les lignes verticales des boulons 200mm ; **Groupe 1:** lignes = 1 ;
Distance (de la face supérieure de la tôle) = 140mm ; **Nombre total d'ancrage :** 6 ;
 Entraxe entre les boulons du groupe 1 = 240mm ; **Groupe 2 :** lignes = 3 ;
 Distance des boulons précédents = 220mm ; Entraxe entre les boulons du groupe 2 = 240mm ;

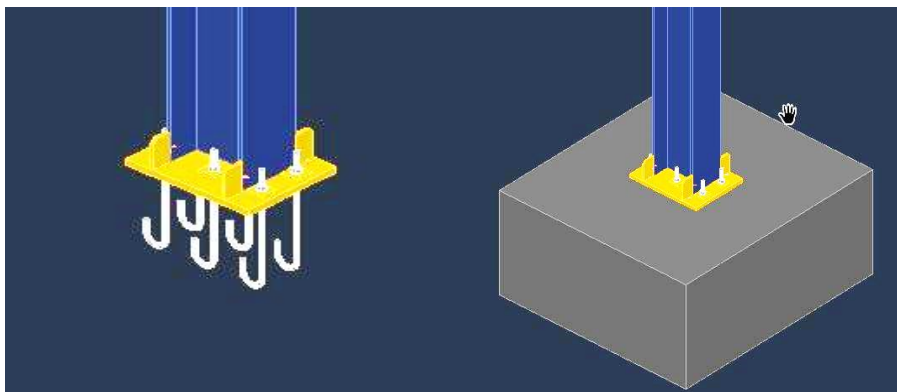


Figure.VIII.10 : Vue 3d de l'assemblage.

➤ **Éléments connectés – cotations :**

Elément	Profils	Hauteur	Largeur	Épaisseur de l'âme	Épaisseur aile	Rayon d'arrondi	Matériau
Élément principal	HEA400	390mm	300mm	11mm	19mm	27mm	S235JR
Semelle isolée	F800x1800	1800mm	2000mm	Épaisseur de platine		30mm	C25/30

Tableau VIII. 14 : Caractéristiques des éléments assemblés.

➤ **Épaisseur des soudures :**

Nom soudure	Épaisseur
Aile poteau - Plat	6mm
Âme poteau - plat	6mm

Tableau VIII. 15 : Caractéristiques des épaisseurs de la soudure.

➤ **Propriétés de boulon :**

Connecté	Norme	Diamètre	Nbre de boulons	Classe	Composition	Diamètre trou
Base plate - Concrete block	Anchors P - PN	24 mm	6	8.8	MuS	2mm

Tableau VIII. 16: Caractéristiques des boulons.

VIII-4-4-2- Combinaisons de charge les plus défavorables :

La combinaison la plus forte pour cet assemblage est le dessous, qui était donné par Robot pour toutes les charges supportées par ce nœud à l'ELU et l'ELS,

Cas : 8: $1.35G + 1.5Q + 0.9W_1$

VIII-4-4-3- Vérification d'assemblage poteau:

➤ **Efforts de calcul :**

Nom de cas	M	N	V
$1.35G + 1.5Q + 0.9W_1$	-73kNm	-85kN	19kN

Tableau VIII. 17 : Effort appliqué au nœud.

VIII-4-4-4- Vérification des dimensions de l'assemblage poteau:

- **Distance min/max du bord boulon (dans la direction de la charge) :**

Il faut que : $1.2 * d_0 \leq e_1 \leq (4 * t + 40\text{mm}) \implies 31.2\text{mm} \leq 70\text{mm} \leq 160\text{mm} \implies \text{OK}$

- **Distance min/max du bord boulon (\perp à la direction de la charge) :**

Il faut que : $1.2 * d_0 \leq e_2 \leq (4 * t + 40 \text{ mm}) \implies 31.2\text{mm} \leq 150\text{mm} \leq 160\text{mm} \implies \text{OK}$

- **Espacement min/max entre boulons (dans la direction de la charge) :**

Il faut que : $2.2 * d_0 \leq p_1 \leq \min(14*t; 200 \text{ mm}) \implies 57.2\text{mm} \leq 200\text{mm} \leq 200\text{mm} \implies \text{OK}$

VIII-4-4-5- Vérification du cisaillement des Ancrages :

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} \text{ et } V_{Ed} / (n_{obj} * n) \leq n_s * \alpha_v * f_{ub} * A_s / \gamma_{Mb}$$

Donc : $19\text{kN}/(1*6) \leq \min(2.5*0.9*360\text{N}/\text{mm}^2*24\text{mm}*30\text{mm}/1.25; 0.25*800\text{N}/\text{mm}^2*0\text{m}^2/1.25)$

$$\implies 3.2\text{kN} \leq 56\text{kN} \implies \text{OK}$$

VIII-4-4-6- Vérification de la pression diamétrale des boulons :

- **Écrasement des boulons de platin :**

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd} \text{ et } F_{v,Ed} \leq 1 * k_1 * \alpha_b * f_u * d * \Sigma(t_i) / \gamma_{Mb}$$

Donc : $12.1\text{kN} \leq 1*2.5*0.56*360\text{N}/\text{mm}^2*24\text{mm}*10\text{mm} / 1.25$

$$\implies 12.1\text{kN} \leq 64\text{kN} \text{ OK}$$

• **Écrasement des boulons de poutre principale :**

Il faut vérifier les conditions suivantes : $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ et $F_{v,Ed} \leq 1 * k_1 * \alpha_b * f_u * d * \Sigma(t_i) / \gamma_{Mb}$;

Donc : $9.2 \text{ kN} \leq 1 * 0.77 * 360 \text{ N/mm}^2 * 24 \text{ mm} * 11 \text{ mm} / 1.25 \implies 9.2 \text{ kN} \leq 97.4 \text{ kN}$ **OK**

VIII-4-4-7- Vérification de la traction dans le boulon :

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \text{ et } M_{Ed} * h_1 / (n_v * \Sigma(h_r^2)) - N_{Ed} / (n_{Obj} * n_t) \leq k_2 * f_{ub} * A_s / \gamma_{Mb} ;$$

Donc : $73 \text{ kNm} * 435.5 \text{ mm} / (1 * 0.45 \text{ m}^2) + -85 \text{ kN} / (1 * 6) \leq 0.9 * 800 \text{ N/mm}^2 * 0 \text{ m}^2 / 1.25$;

$\implies 56.8 \text{ kN} \leq 203.3 \text{ kN} \implies$ **OK ;**

VIII-4-4-8- Vérification du cisaillement et traction dans les boulons :

Il faut vérifier les conditions suivantes : $F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1$;

Donc : $3.2 \text{ kN} / 56 \text{ kN} + 56.8 \text{ kN} / (1.4 * 203.3 \text{ kN}) \leq 1 \implies 0.26 \leq 1 \implies$ **OK**

VIII-4-4-9- Résistance en traction - Rangées boulon individuel :

Boulons d'ancrage 1 il faut que : $F_{t1,Ed} \leq F_{t1,Rd}$;

Donc : $n_v * [M_{Ed} * h_1 / (n_v * \Sigma(h_r^2)) - N_{Ed} / (n_{Obj} * n_{h,t})] \leq \min(F_{t1,wc,Rd}; F_{t1,fc,Rd}; F_{t1,ep,Rd}; F_{t1,wb,Rd})$

$2 * [73 \text{ kNm} * 435.5 \text{ mm} / (2 * 0.45 \text{ m}^2) - 85 \text{ kN} / (1 * 6)] \leq 289.6 \text{ kN}$;

$\implies 110.5 \text{ kN} \leq 266.5 \text{ kN} \implies$ **OK ;**

Boulons d'ancrage 2 il faut que : $F_{t2,Ed} \leq F_{t2,Rd}$;

Donc : $n_v * [M_{Ed} * h_2 / (n_v * \Sigma(h_r^2)) - N_{Ed} / (n_{Obj} * n_{h,t})] \leq \min(F_{t2,wc,Rd}; F_{t2,fc,Rd}; F_{t2,ep,Rd}; F_{t2,wb,Rd})$

$2 * [73 \text{ kNm} * 185.5 \text{ mm} / (2 * 0.45 \text{ m}^2) - 85 \text{ kN} / (1 * 6)] \leq 406.7 \text{ kN}$

$\implies 32.1 \text{ kN} \leq 406.7 \text{ kN} \implies$ **OK ;**

VIII-4-4-10- Vérification de la soudure :

➤ **Ame poteau - plat:**

Il faut vérifier les conditions suivantes : $F_{w,Ed,Res} \leq F_{w,Rd}$ et $M_{Ed} / h_f + N_{Ed} / 2 \leq n_{Obj} * n_w * f_{vw,d} * a * l_{eff}$

$73 \text{ kNm} / 371 \text{ mm} + -85 \text{ kN} / 2 \leq 1 * 1 * 207.8 \text{ N/mm}^2 * 6 \text{ mm} * 499 \text{ mm}$;

$\implies 154.3 \text{ kN} \leq 622.3 \text{ kN} \implies$ **OK ;**

➤ **Semelle poteau - plat:**

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$F_{w,Ed,Res} \leq F_{w,Rd} \text{ et } V_{Ed} \leq n_{Obj} * n_w * f_{vw,d} * a * l_{eff}$$

Donc : $19\text{kN} \leq 1 * 2 * 207.8\text{N/mm}^2 * 6\text{mm} * 286\text{mm}$;

$$\implies 19\text{kN} \leq 713.3\text{kN} \implies \text{OK ;}$$

VIII-4-4-11- Vérification de la plaque de la base colonne:

• **Plaque de base de la colonne sous forces axiales - compression:**

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$N_{c,Ed} \leq N_{c,Rd} \text{ et } N_{c,Ed} \leq 2 * F_{c,f,Rd} + 1 * F_{c,w,Rd}$$

$N_{c,Ed} \leq 2 * (f_{jd} * b_{eff} * l_{eff})_{f+1} * (f_{jd} * b_{eff} * l_{eff})_w$;

Donc : $85\text{kN} \leq 2 * 0\text{N/mm}^2 * 2200.7\text{mm} * 500\text{mm} + 1 * 0\text{N/mm}^2 * 4124.4\text{mm} * 3761.4\text{mm}$;

$$\implies 185\text{kN} \leq 221.9\text{kN} \implies \text{OK ;}$$

• **Vérification de la résistance en flexion:**

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$M_{Ed} \leq M_{j,Rd} \text{ et } M_{Ed} \leq \min((F_{t,l,Rd} * z) / (1 + zc/r/e); (-F_{c,r,Rd} * z) / (-1 + zt/l/e)).$$

Donc : $73\text{kNm} \leq \min((561.7\text{kN} * 435.5\text{mm}) / (1 + 185.5\text{mm} / 858.8\text{mm});$

$(-18.3\text{kN} * 435.5\text{mm}) / (-1 + 250\text{mm} / 858.8\text{mm}))$

$$11.3\text{kN} = \min(201.2\text{kN}; 11.3\text{kN}) \implies 10.3\text{kN} \leq 11.3\text{kN} \implies \text{OK}$$

➤ **Vérification du Plaque de base de la colonne en cisaillement:**

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} \text{ et } F_{v,Ed} \leq C_{F,d} * N_{c,Ed} + n * F_{vb,Rd}$$

$$\text{Donc : } 19\text{kN} \leq 0.2 * 85\text{kN} + 6 * 56\text{kN} \implies 19\text{kN} \leq 353.2\text{kN} \implies \text{OK ;}$$

Conclusion

L'assemblage est correctement calculé pour résister aux efforts appliqués ;



CHAPITRE X :

FONDATION

IX-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.

IX-2 Choix du type de fondation

- Stabilité totale de la structure ;
- Solution économique et facile à réaliser ;
- Type de construction ;
- Caractéristiques du sol ;
- Charges apportée par la structure ;
- Recommandation du l'étude géotechnique.

selon le rapport géotechnique :

On adopte pour notre projet une fondation qui se compose d'un ensemble de semelles isolées sous poteaux

On prend comme contrainte admissible de sol la valeur : $\bar{\sigma}_{sol} = 0.2\text{Mpa}$.

IX-3 Dimensionnement de la semelle :

IX-3-1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton: BETON 25 ; résistance caractéristique = 2549,29 T/m²
- Aciers longitudinaux: type HA 400 résistance caractéristique = 40788,65 T/m²
- Aciers transversaux : type HA 400 résistance caractéristique = 40788,65 T/m²

IX-3-2 Géométrie :

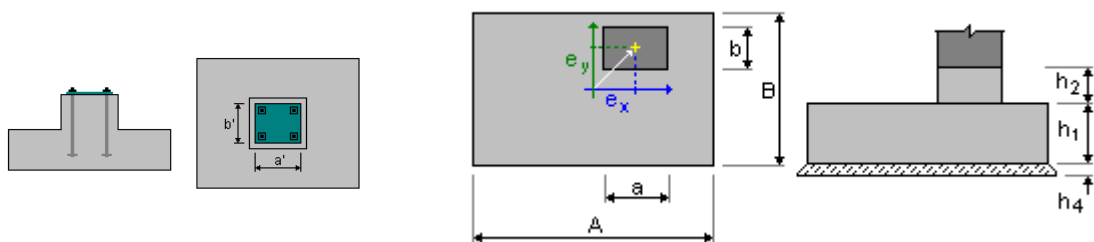


Figure IX. 1 : Dimension de la semelle.

➤ **Détermination de côté A et B :**

$$a = b = 0,8 \text{ m} \Rightarrow A = B \Rightarrow \text{Semelle carrée} \quad \Longrightarrow \quad \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad \left\{ \begin{array}{l} A = B \times \frac{a}{b} \\ B = A \times \frac{b}{a} \end{array} \right.$$

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = \frac{N_s}{A \cdot B} \Rightarrow A \cdot B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}}}$$

$$A \geq \text{SQRT} (18,08 \cdot 10^3 / 0.2) = 90,4 \text{ cm} ;$$

Donc on prend une semelle de dimensions :

$$A = 1 \text{ m} ; \quad B = 1 \text{ m} ; \quad a = b = 0,8 \text{ m} ;$$

➤ **Détermination de d et h :**

La hauteur de la semelle est calculée par la formule suivante: $h = d + 5 \text{ cm}$ avec :

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a = \frac{1 - 0.8}{4} \leq d \leq 1 - 0.8 = 0,05 \text{ m} \leq d \leq 0,2 \text{ m} ;$$

$d_{\text{min}} = 20 \text{ cm}$ donc : $h = 25 \text{ cm}$;

Elément	A	B	H1	a	b	H2
Semelle isolé	1m	1m	0,25m	0,8m	0,8m	0,8m

Tableau IX. 1 : Dimension de la semelle.

IX-3-3- Charge à prendre en considération :

Pour assurer la vérification selon le règlement, on fait appel au logiciel ROBOT pour nous donner les sollicitations les plus défavorables à partir des réactions due aux actions :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	18,88	2,79	85,50	0,80	69,97	0,03
Noeud	245	141	182	8	245	141
Cas	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)	8 (C)
MIN	-18,89	-2,79	0,0	-1,28	-69,63	-0,03
Noeud	61	182	1	267	225	140
Cas	8 (C)	8 (C)	3	8 (C)	8 (C)	8 (C)

Tableau IX. 2 : Tableau des réactions.

Nom de cas	M	N	V
1.35G + 1.5Q + 0.9W1	69,97kNm	18,08kN	2,79kN

Tableau IX. 3 : Effort appliqué au noeud.

IX-4- Analyse de la stabilité :**IX-4-1- Vérification Soulèvement:**Soulèvement ELU

Combinaison dimensionnante **ELU : 1.35G+1.5Q+ 0.9W1;**
 Coefficients de chargement: **1.00 * poids de la fondation;**
 Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: **Gr = 30,55 (kn);**
Charge dimensionnante: **Nr = 18,08 (kn); Mx = -1,83 (kn*m); My = 69,97 (kn*m);**
 Surface de contact **s=94,66 (%); s_{lim} = 10,00 (%);**

Soulèvement ELS:

Combinaison défavorable : **ELS : 1.00;**
 Coefficients de chargement: **1.00 * poids de la fondation;**
 Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: **Gr = 30,55 (T);**
 Charge dimensionnante: **Nr = 46,33 (kn); Mx = -1,36 (kn*m) My = 32,53 (kn*m);**
 Surface de contact **s=100,00 (%); s_{lim}=100,00 (%);**

IX-4-2- Vérification Renversement:Autour de l'axe OX

Combinaison dimensionnante **ELU : 1.35G+1.5Q+ 0.9W1;**
 Coefficients de chargement: **1.00 * poids de la fondation;**
 Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: **Gr = 30,55 (kn);**
Charge dimensionnante: **Nr = 18,08 (kn); Mx = -1,83 (kn*m); My = 69,97 (kn*m);**
 Moment stabilisateur : **M_{stab} = 77,37 (kn*m);**
 Moment de renversement : **M_{renv} = 11,79 (kn*m);**
 Stabilité au renversement : **6.561 > 1;**

Autour de l'axe OY

Charge dimensionnante: **Nr = 18,08 (kn); Mx = -1,83 (kn*m); My = 69,97 (kn*m);**
 Moment stabilisateur : **M_{stab} = 119,26 (kn*m);**
 Moment de renversement : **M_{renv} = 43,92 (kn*m);**
 Stabilité au renversement : **2.716 > 1;**

IX-4-3- vérification Cisaillement

Combinaison dimensionnante **ELU : 1.35G+1.5Q+ 0.9W1;**
Charge dimensionnante: **Nr = 18,08 (kn); Mx = -1,83 (kn*m); My = 69,97 (kn*m);**
 Longueur du périmètre critique : **2,60 (m);**
 Effort tranchant : **16,57 (kn) ;**
 Hauteur efficace de la section **heff = 0,94 (m);**

Surface de cisaillement: $A = 2,44 \text{ (m}^2\text{)}$;
 Contrainte de cisaillement : $6,78 \text{ (kn/m}^2\text{)}$;
 Contrainte de cisaillement admissible : $118,97 \text{ (kn/m}^2\text{)}$;
 Coefficient de sécurité : $17,55 > 1$;

IX-5 - Calcul du ferrailage :

IX-5-1- Ferrailage théorique:

➤ **Aciers inférieurs** : apartir de Robot on a:

$M_y = 69,97 \text{ kn}\cdot\text{m}$ $A_{sx} = 11,38 \text{ cm}^2$ et $M_x = 0,80 \text{ kn}\cdot\text{m}$; $A_{sy} = 11,38 \text{ cm}^2$;
 $A_{s \text{ min}} \geq 10,34 \text{ cm}^2$;

➤ **Aciers supérieurs** : apartir de Robot on a:

$M_y = -1,28 \text{ kn}\cdot\text{m}$; $A'_{sx} = 11,38 \text{ cm}^2$; $M_x = 0,00 \text{ kn}\cdot\text{m}$; $A'_{sy} = 11,38 \text{ cm}^2$;
 $A_{s \text{ min}} \geq 11,38 \text{ cm}^2$;

IX-5-2- Ferrailage de Fût :

Aciers longitudinaux $A = 2 * (A_{sx} + A_{sy})$; $A_{sx} \geq 11,31 \text{ cm}^2$; $A_{sy} \geq 2,93 \text{ cm}^2$;

Tableau des sections des barres indépendantes

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
HA 6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54
HA 8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52
HA 10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07
HA 12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18
HA 14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85
HA 16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10
HA 20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27
HA 25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18
HA 32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38
HA 40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10

La masse volumique de l'acier est 7800 kg/m^3

➤ **Aciers inférieurs** : **$A_s = 10,78 \text{ cm}^2$**

En X : 7 HA 400 14,0mm ;

En Y : 7 HA 400 16,0mm ;

➤ **Aciers supérieurs** : **$A_s = 12,06 \text{ cm}^2$**

En Y : 6 HA 400 16,0mm ;

IX-5-3- Ferrailage transversal de la semelle :

➤ **Aciers longitudinaux** : **$A_s = 3,02 \text{ cm}^2$**

En X : 6 HA 400 8,0mm ;

En Y : 6 HA 400 8,0mm ;

➤ **Aciers transversaux** 6 HA 400 6,0mm ;

CONCLUSION GENERALE

A travers cette étude qui a pour but de dimensionner et vérifier la structure métallique d'un atelier de fabrication des pièces métalliques avec un pont roulant ; on a trouvé divers obstacles que nous a permis d'enrichir nos connaissances dans le domaine de la structure métallique.

Ces obstacles qui nous ont obligés de faire des recherches et des consultations avec un ingénieur du domaine professionnel étaient une bonne occasion pour apprendre à maîtriser les différentes formules de vérifications et dimensionnements pris dans notre cursus, l'utilisation des différentes normes et règlements et aussi à utiliser différents logiciels de calculs et de dessins ; ces logiciels deviennent aujourd'hui une nécessité en réduisant le temps d'étude ainsi que le temps de l'exécution avec une possibilité de modification très rapide, meilleure précision et optimisation d'éléments constructifs.

Les Référence Bibliographie

- + **Eurocode 3**, Calcul des structures en acier, Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.
- + **Eurocode 3**, Calcul des structures en acier et document d'application nationale, Partie 6 chemins de roulement
- + **CTICM**.
- + **Règlement Neige et Vent Algérien DTRC 2-4.7(RNVA 99)**,
- + **Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003**,
- + **CITE WEBE INTERNETE**
- + **Coure 1ere année et 3eme année universitaire**
- + **Logicielles**
 - Excel
 - Robot,v10

ANNEXES

ANNEXE 1 : charge climatique le vent

Zone	$V_{réf}$ (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

Tableau A1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

Zone	$q_{réf}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

L'aire de frottement A_f doit être déterminée comme indiqué dans le tableau 2.9.

Type de paroi	Schéma	A_f ou A_{fj} (en m^2)
Paroi verticale		$A_{fj} = d \times h_j$ $A_f = d \times h$
Toiture plate ou couverture		$A_f = d \times b$
Toiture à deux versants Vent parallèle aux génératrices		$A_f = (\text{longueur ABC du développé}) \times d$
Toiture à versants multiples - Toiture en sheds Vent parallèle aux génératrices		$A_f = (\text{somme des longueurs des développés de la toiture}) \times d$
Toiture à versants multiples - Toiture en sheds Vent perpendiculaire aux génératrices		$A_f = (\text{longueur AB}) \times d$ AB est la longueur projetée en plan de la toiture sans considérer le premier et le dernier versant
Toiture en forme de voûte Vent parallèle aux génératrices		$A_f = (\text{longueur de l'arc AB}) \times d$

Tableau 2.9 : Aire de frottement A_f

ANNEXES 2 : Caractéristique technique de panneaux sandwich pour la couverture.

SGP CONSTRUMET / GROUPE BATIMETAL
 مؤسسة المركبات المصنعة
 Société de Composants Industrialisés

BATICOMPOS
 27 شارع بادي بن عمار - بني مانقور
 Tél. : 034 35 95 93 / 87 / 88 / 89 Fax: 034 35 93 22
 Unité Panneaux Sandwichs de Beni Mançour

CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES DES PANNEAUX SANDWICH

Panneaux de couverture TYPE TL 75




Type	Longueur maxi.	Largeur standard	Épaisseur	Poids	Résistance à la conductibilité	coefficient de transmission thermique K	Distance entre traverses maxi. en mm n° supports de travée		
	m	mm	mm	Kg/m ²	1/λ/D m ² K/W	W/m ² K	1	2	3
Surface Peinte									
TL 75 P	12	1035	75	14,20	2,32	0,40	*	*	*
Surface Miner									
TL 75 M	12	1035	75	15,21	2,32	0,40	*	*	*
Surface Galvanisée									
TL 75 G	12	1035	75	17,80	2,32	0,40	*	*	*

* Selon les calculs statiques

ANNEXES 3 : caractéristiques de pont roulant

54

Groupe de Travail GTS 11

2.2. — Caractéristiques moyennes des ponts roulants courants

Dans l'attente ou en l'absence des renseignements complets indiqués précédemment en 2.1, et notamment pour l'établissement rapide d'un avant-projet, le constructeur des chemins de roulement pourra éventuellement prendre pour base de ses calculs les données approximatives des tableaux suivants : il devra alors les rappeler dans sa proposition en faisant toutes réserves sur les modifications qui pourraient y être apportées en exécution par le fournisseur du pont roulant.

Remarque. — L'écartement e des galets de translation du pont roulant est fonction des possibilités d'installation des mécanismes du chariot et du pont. Par suite, on a indiqué dans le tableau I les valeurs minimales de e afin de placer en sécurité dans l'évaluation des efforts de flexion et de cisaillement appliqués au chemin de roulement.

Caractéristiques moyennes de ponts roulants courants

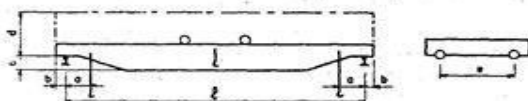


Tableau I

2,21. — Dimensions

Puissance N	l	a min	b	c	d	e
3	10	0,70	0,20	0,45	1,70	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
5	10	0,80	0,25	0,50	1,80	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
	25	—	—	—	—	4,20
10	10	0,90	0,30	0,55	1,90	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
	25	—	—	—	—	4,20
15	10	1,00	0,35	0,60	2,00	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
	25	—	—	—	—	4,20
	30	—	—	—	—	4,60
20	10	1,00	0,35	0,60	2,10	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
	25	—	—	—	—	4,20
30	10	1,10	0,40	0,70	2,30	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
	25	—	—	—	—	4,20
50	10	1,30	0,40	0,70	2,50	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
	25	—	—	—	—	4,20
30	—	—	—	—	4,60	

Unités employées : Puissance en tonnes. Dimensions en mètres.

Construction Métallique, n° 3 - 1967

Tableau II
2,22. — Charges et vitesses

Puissance	Portée	Vitesse			Poids		Charge sur un galet		
		Levage	Direction	Translation	Pont	Chariot	Total (B + K)	max. R	min. R
N	l				B	K			
3	10	8	30	100	5,5	3	8,5	4,2	1,5
	15	—	—	90	8	—	11	4,9	2,1
	20	—	—	80	11	—	14	5,7	2,8
5	10	7	30	100	6	3,5	9,5	5,4	1,8
	15	—	—	90	9,5	—	13	6,4	2,6
	20	—	—	80	12,5	—	16	7,3	3,2
	25	—	—	70	16,5	—	20	8,2	4,3
10	10	6	30	90	8	4	12	8,4	2,6
	15	—	—	80	12	—	16	9,6	3,4
	20	—	—	80	16	—	20	10,7	4,3
	25	—	—	70	21	—	25	12,0	5,5
	10	5	30	90	10	5	15	11,5	3,5
15	15	—	—	80	14,5	—	19,5	13,0	4,2
	20	—	—	70	19,5	—	24,5	14,4	5,4
	25	—	—	70	25	—	30	15,9	6,6
	30	—	—	60	31	—	36	17,5	8,0
	10	4	25	80	12	6	18	14,7	4,3
	15	—	—	70	17	—	23	16,4	5,1
20	20	—	—	60	22,5	—	28,5	18,0	6,3
	25	—	—	60	29	—	35	19,7	7,8
	30	—	—	50	36	—	42	21,6	9,4
	10	3	20	80	15	8	23	20,7	5,8
30	15	—	—	70	21	—	29	22,8	6,7
	20	—	—	60	27	—	35	24,7	7,8
	25	—	—	60	35	—	43	27,0	9,5
	30	—	—	50	44	—	52	29,4	11,6
	10	2,5	15	70	19,5	11	30,5	31,4	8,8
50	15	—	—	60	27	—	38	34,6	9,4
	20	—	—	50	35	—	46	37,3	10,7
	25	—	—	50	44	—	55	40,0	12,5
	30	—	—	40	54	—	65	42,7	14,8

Unités employées : Puissance en tonnes. Portée en mètres. Vitesse en mètres par minute.

2,3. — Ponts roulants spéciaux

N'entrent pas dans le cadre des présentes recommandations :

- ponts stripper,
- ponts casse-fonte,
- ponts pits,
- ponts soumis à de hautes températures,
- ponts à chemin de roulement circulaire,
- ponts à charge fixée rigidement au chariot,
- ponts à électro-aimant.

2,4. — Classement des ponts roulants

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

Annexe 4 : étude sismique

Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	ZONE			
	I	Ila	Ilb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

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	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
B	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2

Tableau 4.4.: valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10