

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abou bakr Belkaid Tlemcen

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Spécialité : Constructions Métalliques et Mixtes.

Thème :

**ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN HALL METALLIQUE
AVEC PONT ROULANT A MANSOURAH TLEMCEN**

Présenté par :

Benmoussat Kamel Abdelkhaleq

Benyelles Djawad

Soutenu le 6 juillet 2019, Devant le Jury composé de :

Pr. N. BOUMECHRA	Président
Mr BABA Ahmed Smain	Examineur
Mr. ZEA CHERIF	Encadrant
Mr. Hamdaoui Karim	Encadrant

Année universitaire 2018 – 2019

Remerciements

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

Aussi, nous remercions tous les membres de nos familles pour tous les bienfaits qu'ils nous ont accordé, leur écoute, leur disponibilité et leur grand amour.

nous tenons à remercier vivement et sincèrement nos encadreurs M. CHERIF Zine El Abidine et M. HAMDAOUI Karim, qui ont contribué et assuré la direction de ce travail, pour tout le soutien, les orientations et la patience qu'ils ont manifesté durant leurs encadrements tout le long de la réalisation de ce mémoire.

Nous tenons aussi à remercier vivement et sincèrement nos enseignants qui nous ont aidé et appris l'âme de la science durant ces années d'études.

nous souhaitons exprimer notre gratitude aux membres du jury le Président Pr. BOUMERCHRA Nadir et les examinateurs Mr BABA AHMED Smain pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par ces propositions.

Nous remercions aussi l'ingénieur Mr A. BOUTASTA et les doctorants Mr Benyelles Chems-eddine et Mr Benyelles el-Hedi et Mr Merad Boudia Sofiane pour leurs aides et leurs conseils prodigieux.

Enfin, nos remerciements vont à tous nos amis(es), nos collègues qui nous ont soutenu et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire.

GRAND MERCI A TOUS

BENYELLES Djawad & BENMOUSSAT Kamel

Dédicace

Que ce modeste travail témoigne de mon profond respect.

*Pour commencer je prends le temps de remercier ALLAH le tout puissant de m'avoir
donné la force et la volonté pour terminer mes études.*

Je dédie ce mémoire ...

A mon père et ma mère que ALLAH les protège, qui m'ont offert tous les moyens,

*A mon frère chems-eddine , mes chères sœurs
Yasmine et Imene .*

*A mes tantes, mes oncles paternels, maternels, mes cousins et cousines et aux
familles BENYELLES et SEKKAL qui trouveront l'expression de mes sentiments de
respect et de reconnaissance pour le soutien qu'ils n'ont cessé de m'apporter.*

*Mon binôme BENMOUSSAT Kamel avec qui j'ai partagé des moments difficiles
ainsi que des moments de joie tout au long de mon cursus.*

*A mes amis Ibrahim, Abdelhamid, Hocine ainsi qu'à toute la promotion de génie
civil 2019 plus particulièrement la promo de la charpente métallique*

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Enfin, à tous ceux qui m'aiment.

BENYELLES Djawad

Dédicace

Je dédie ce mémoire à...

A mon très cher père qu'ALLAH l'accueil dans son vaste paradis et ma chère mère qu' ALLAH la protège et la garde en bonne santé, qui m'ont offert tous les moyens ainsi que leurs encouragements durant toutes ces années d'études.

A mes chers frères, Mohammed, Sofiane, Chakib, Imem Ali et ma sœur Fadia ,mon beau frere Fath-allah et mes belles-sœurs Fatima Zohra , Nassima ,Fayza ,Nihel ainsi mes neveux et mes nièces, Imane , Radjaa , Israa , Hind , Younes ,Anfel ,Amira ,Rihem ,Yasser , Anes ,Abdelaadim ,Soulaymen

A mon binôme BENYELLES Djawad avec qui j'ai partagé des moments difficiles ainsi que des moments de joie tout au long de cette période.

A mes amis Hocine, Abdelhamid, Ibrahim, Walid, Mouatassim ainsi qu'à toute la promotion de génie civil et plus particulièrement la promo de charpente métallique 2019 chacun par son nom.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire. Ainsi qu'à toutes les personnes que je connais et j'ai oublié de citer.

BENMOUSSAT Kamel

A vous...

Résumé

Ce projet consiste à étudier et dimensionner une halle métallique avec d'un pont roulant à usage commercial en charpente métallique selon les règlements algériens en vigueur. La halle a été conçue sous une forme régulière, pour l'utiliser comme un couvert dans un atelier à MANSOURAH TLEMCEN. Ce projet a été élaboré en plusieurs étapes ; en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges, l'étude climatique (vent, neige) selon le règlement Algérien « R.N.V. 99 » version 2013. Ensuite l'étude du chemin de roulement a été réalisé. Les hypothèses de charges ont permis d'établir la descente des charges pour le dimensionnement des différents éléments (secondaires et porteurs). L'étude dynamique, selon le règlement parasismique Algérien « R.P.A. 99 », a été ensuite menée. Après ceci, les assemblages ont été étudié selon le code de la charpente métallique « C.C.M. 97 ». l'infrastructure a été étudié selon le règlement « BAEL91 ».dans le dernier chapitre on a traité le management du projet et la protection de la structure, comme dernier étape Le travail se termine par une conclusion.

Mots-clés : Charpente métallique, Halle métallique, Pont roulant.

Abstract

This project is a study and a design of a steel hall with a rolling bridge for commercial use according to the Algerian codes. The hall was designed in a regular size, to be used as a cover in workshop of MANSSOURAH, in TLEMCEN. This project was developed in several stages. First, the evaluation of the loads and the overloads, the climate study (wind and snow) under the Algerian rules of "R.N.V. 99" version 2013. Then, the calculation of the rolling bridge was treated. The assumed loads allowed us to establish the inventory of the loads for the design of the different elements (secondary and bearer). The dynamic study, according to the Algerian earthquake codes "R.P.A. 99" was performed, and the connections were investigated under the steel structures code "C.C.M. 97". As a final step, the infrastructure was studied according to the "BAEL91" rules. The work ends with a conclusion.

.Keywords: Steel structure, Hall, Rolling Bridge.

المخلص

هذا المشروع هو دراسة وتصميم قاعة معدنية مع جسر رافع للاستخدام التجاري وفقا للوائح الجزائرية. صممت القاعة في شكل منتظم ، لاستخدامها كغطاء لورشلة عمل بمنصورة، تلمسان. تم تحضير هذا المشروع في عدة مراحل. أولا تقييم « الاحمال دراسة الجسر الرافع. » R.N.V.99 والدراسة المناخية (الرياح والتلوج) بموجب اللائحة الجزائرية ، ثم 3102 نسخة عام سمحت افتراضات الاحمال بحساب مختلف العناصر (الثانوية والحاملة). تمت الدراسة الديناميكية « وفقا للوائح الجزائرية كخطوة نهائية، تمت دراسة البنية . » R.P.A. 99 للزلازل ، وبعد ذلك، تم حساب الوصلات وفقا لقوانين الهياكل المعدنية « BAEL91 العمل ينتهي مع استنتاجات . . » C.C.M.97 «التحتية وفقا لقواعد

كلمات البحث: هياكل معدنية, جسر رافع

SOMMAIRE

Remerciements	I
Dédicace	II
Dédicace	III
Résumé	IV
Sommaire	V
Liste des figures	XI
Liste des tableaux	XIII
Liste des notations	XV
INTRODUCTION.....	1
Chapitre I : présentations de l'ouvrage	2
I.1 Introduction:	2
I.2 DONNEES GEOMETRIQUES DU PROJET :	2
I.3 LOCALISATION ET DONNEES CONCERNANT LE SITE :	3
I.4 REGLEMENTS UTILISES :	3
I.5 LOGICIELS UTILISES :	4
I.6 MATERIAUX	4
I.6.1 L'acier de construction	4
I.6.2 Le béton :	4
I.6.3 Les assemblages :	5
Chapitre II : Evaluation des charges.....	6
II.1. Introduction	6
II.2 CHARGES PERMANENTES	6
II.3 SURCHARGES D'EXPLOITATION	6
II.4 SURCHARGES CLIMATIQUES.....	6
II.4.1 Neige :	6
II.4.1.1 Valeur caractéristique de la neige S_k :	7
II.4.1.2 Coefficient de forme de la toiture μ :	7
II.4.1.3 Surcharges de la neige S :	8
II.4.2 Vent :	8
II.4.2.1 Données du site :	9
II.4.2.2 Calcul du coefficient dynamique C_d :	9
II.4.2.3 Pression dynamique du vent :	9
II.4.2.4 Coefficient de pression extérieur C_{pe} :	11
II.4.2.5 Coefficient de pression intérieur C_{pi} :	14
II.4.2.6 Calcul de la pression du vent q_j :	15

II.5 : Conclusion.....	18
Chapitre III : Etude du pont roulant	19
III.1 Introduction :.....	19
III .2 Classement des ponts roulants :	20
III .3 Caractéristiques du pont roulant :.....	22
III.4 Description général de calcul :.....	22
III .5 Définitions des charges et coefficients :.....	23
III .5.1 Charges verticales ($R_{v \max}$) :.....	23
III.5.2 Charges horizontales transversales ($R_{H \max}$) :	23
III.5.3 : Charges horizontales longitudinales ($R_{L \max}$)	24
III.5.4 : Coefficients	24
III.6 Choix du rail :	25
III.7 Dimensionnement de la poutre de roulement :.....	25
III.7.1 Condition de la flèche	26
III.7.2 Vérification de la flèche:.....	27
III.7.3 Classe du profilé:	29
III.7.4 Résistance du profilé sous charges verticales	29
III.7.5 Vérification sous charge horizontale.....	31
III.7.6 Résistance de l'âme au voilement par cisaillement.....	32
III.7.7 Résistance au déversement :.....	32
III.7.8 Résistance de l'âme à la charge transversale :.....	33
III.7.9 Résistance au voilement de l'âme.....	35
III.7.10 Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme.....	35
III.8 Calcul du support du chemin de roulement :.....	36
III.8.1 Charge verticale :.....	36
III.8.2 Charge horizontale	36
III.8.3 Dimensionnement du support de chemin de roulement :.....	37
III.8.4 Classe de la section transversale :.....	38
III.8.5 Vérification au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :	39
III.8.6 Vérification à l'effort tranchant :	39
III.8.7 Vérification de la flèche :	40
III.9 Conclusion.....	41
Chapitre IV : Etude sismique	42
IV.1 Introduction :.....	42
IV.2 Principe de la methode :.....	42
IV.3 Classification :	42

IV.4 Spectre de réponse de calcul	43
IV.5 Analyse dynamique de la structure :.....	44
IV.6 Modélisation de la structure :.....	44
IV.7 Analyse modale.....	46
IV.8 Vérification de la structure :	47
IV.8.1 Vérification de la période fondamentale de la structure :.....	47
IV.8.2 Vérification de la force sismique à la base.....	48
IV.8.3 Vérification des déplacements :.....	49
IV 9.CONCLUSION :.....	50
Chapitre V : Dimensionnement des éléments de la structure	51
V.1 Introduction :.....	51
V.2 ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES :.....	51
V.2.1 Calcul du chéneau :.....	51
V.2.2 Calcul de la section et du diamètre du chéneau :	51
V.3 Calcul des pannes de couverture :.....	52
V.3.1 Espacement entre pannes	52
V.3.2 Charges à prendre en considération :	52
V.3.3 Dimensionnement des pannes :.....	53
V.3.4 Calcul des efforts internes ELU:.....	53
V.3.5 Calcul des efforts internes ELS :.....	57
V.3.6 Vérification des contraintes.....	58
V.4 Calcul des liernes :	61
V.4.1 Effort dans les liernes :.....	61
V.4.2 Dimensionnement des liernes :	62
Chapitre VI :Dimensionnement des éléments principaux de la structure.....	64
VI.1 Introduction:.....	64
VI.2 Justification des travers :.....	64
VI.2.1 Charge répartie sur la traverse :	64
VI.2.2 Caractéristique de la traverse :.....	64
VI.2.3 Efforts sollicitants:.....	64
VI.2.4 Classe de la section transversale de la traverse :	64
VI.2.5 Vérification de la flèche:.....	65
VI.2.6.Condition de la résistance de la traverse:.....	65
VI.3 Justification des sablières :.....	70
VI.3.1 Caractéristiques de la sablière :.....	70
VI.3.2 Efforts sollicitants :.....	70
VI.3.3 Classe de la section transversale de la sablière :	70
VI.3.4 Vérification de la flèche :.....	70

VI.3.5 Condition de la résistance:.....	71
VI.4 Justification des poteaux :.....	73
VI.4.1 Efforts sollicitants :.....	73
VI.4.2 Classe de lla section transversale du poteau :.....	73
VI.4.3 Vérification de la flèche:.....	74
VI.4.4 Condition de résistance du poteau :	74
VI.5 Justification ds stabilités:.....	78
VI.5.1 Les éléments tractés :.....	78
VI.5.1.1 Vérification au flambement :	78
VI.5.1.2 Résistance plastique de la section brute :.....	80
VI.5.1.3 Résistance ultime:.....	80
VI.5.1.4 Résistance plastique de cacul de la section nette :.....	80
VI.5.1.5 Vérification :	80
VI.6 Justification des poutres au vent :.....	80
VI.6.1 Les éléments tractés:.....	80
VI.6.1.1 Vérification au fambement :	80
VI.6.1.2 Résistance plastique de la section brute :.....	81
VI.6.1.3 Résistance utime :.....	81
VI.6.1.4 Vérification :	82
VI.7 Conclusion :.....	82
Chapitre VII : Calcul des assemblages & fondations	83
VII.1 Introduction :.....	83
VII.2 Laison poteau traverse (HEB 280-IPE 450) :.....	83
VII.2.1 Efforts sollicitant :.....	84
VII.2.2 Soudure de la platine :	84
VII.2.2.1 Soudure de la semelle tendue :	84
VII.2.2.2 Soudure de l'ame :.....	85
VII.2.3 Disposition constructives :.....	85
VII.2.3.1 Pince longitudinale :.....	85
VII.2.3.2 Pince transversale :.....	85
VII.2.4 Calcul des boulons sollicités en traction :.....	85
VII.2.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :	86
VII.2.6 Vérification de la pression diamétrale :	86
VII.3. Assemblage traverse -traverse (IPE450-IPE450) :.....	87
VII.3.1 Efforts sollicitant :.....	88
VII.3.2 Soudure de la platine :	88
VII.3.2.1 Soudure de la semelle tendue :	88

VII.3.2.2 Soudure de l'ame :	88
VII.3.3 Disposition constructives :	88
VII.3.3.1 Pince longitudinale :	88
VII.3.3.2 Pince transversale :	89
VII.3.4 Calcul des boulons sollicités en traction :	89
VII.3.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :	89
VII.3.6 Vérification de la pression diamétrale :	89
VII.4 Assemblage poutre - sablière (HEB 280-HEA 120) :	90
VII.4.1 Efforts sollicitant :	90
VII.4.2 Caractéristique de la platine :	91
VII.4.3 Caractéristique du renfort :	91
VII.4.4 Disposition constructive de la platine :	91
VII.4.5 Disposition constructive du renfort :	91
VII.4.6 Vérification a la traction :	91
VII.4.7 Vérification au cisaillement :	92
VII.4.8 Vérification de la pression diamétrale :	93
VII.5 Assamblage poteau console (HEB 280-HEA220):	94
VII.5.1 Efforts sollicitant :	95
VII.5.2 Soudure de la platine :	95
VII.5.2.1 Cordon de Soudure :	95
VII.5.2.2 Vérification de la Soudure de la semelle a la traction:	95
VII.5.2.3. Vérification de la soudure de l'ame au cisallement :	95
VII.5.3 Disposition constructive :	96
VII.5.4 Vérification a la traction	96
VII.5.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :	96
VII.5.6 Vérification de la pression diamétrale :	96
VII.5.7 Vérification au poinçonnement de la platine :	97
VII.5.8 Vérification de la combainison traction sicaillement :	97
VII.6 Assemblage en pied de poteau (encastré) :	98
VII.6.1 Effort sollicitant :	99
VII.7 CALCUL DES FONDATIONS :	106
VII.7.1 Dimensionnement de la semelle :	106
VII.7.2 Calcul des armatures :	107
VII.8 CALCUL DES LONGRINES :	108
VII.8.1 Solidarisation des points d'appuis :	108
VII.8.2 Calcul du ferrailage :	108
VII.9 CONCLUSION :	109

Chapitre VIII : Protection de la structure et Management du projet	110
VIII.1 Introduction :	110
VIII.2 La corrosion :	110
VIII.3 Le feu:	111
VIII.3.1 Protection par peinture intumescente :	112
VIII.3.2 Protection par produit projeté :	112
VIII.3.3 Vérification de la résistance	113
VIII. 4 Conclusion.....	115
VIII.5 MANAGEMENT DES COUTS DU PROJET :	116
VIII.5.1 Introduction :	116
VIII.5.2 Partie prenantes :	116
VIII.5.3 Stratégie et planification :	117
VIII.5.3.1 Matrice de cadrage :	117
VIII.5.3.2 Structuration du WBS :	119
VIII.5.3.3 Tableau des antécédents :	119
VIII.5.4 Management des couts du projet :	120
VIII.5.5 Analyse préliminaire des risques :	121
CONCLUSION GENERALE	122
BIBLIOGRAPHIE.....	123
ANNEXES	124
ANNEXE A : Evaluation des charges.....	125
ANNEXE B : Etude sismique	127
ANNEXE C : Dimensionnement des éléments de la structure	130
ANNEXE D : Calcul des assemblages.....	134
ANNEXE E: Pont roulant	135
ANNEXE F : Protection de la structure et management du projet	137
ANNEXE G : Rapport du sol.....	140
ANNEXE H :Managment du projet	143

Liste des figures.

Chapitre I: Généralités

Figure I.1 : Vue en perspective.

Figure I.2 : Données géométriques.

Figure I.3 : Localisation du site du projet.

Chapitre II: Evaluation des charges

Figure II.1 : Model simplifier de la structure.

Figure II.2 : Le sens de vent sur la structure.

Figure II.3 : Direction du vent V1 et V3 sur les parois verticales.

Figure II.4 : Direction du vent $\varnothing = 90^\circ$ sur toiture.

Figure II.5 : Direction du vent V2 et V4 sur les parois verticales.

Figure II.6 : Direction du vent $\varnothing = 0^\circ$ sur toiture.

Chapitre III: Etude du pont roulant

Figure III.1 : Pont roulant.

Figure III.2 : Schéma en 2D d'un pont roulant.

Figure III.3 : Moment max pour deux charges égales (Théorème de BARRE).

Figure III.4 : Caractéristiques géométriques du rail.

Figure III.5: Support de chemin de roulement.

Chapitre IV: Etude sismique

Figure IV.1 : Model de la structure en 3D.

Chapitre V : Dimensionnement des éléments de la structure

Figure V.1 : Chéneau.

Figure V.2 : Coupe transversale.

Figure V.3 : Moignon cylindrique

Figure V.4 : Cas de l'effet du vent

Figure V.5 : Cas de l'effet de neige

Figure V.6 : Coupe transversale des liernes

Figure V.7 : Vue en 3D de l'échantignole

Chapitre VII : Etude des assemblages et calcul des fondations

Figure VII.1 : Vue 3D de l'assemblage poteau-traverse (HEB280–IPE 450)

Figure VII.2 : Détail de l'assemblage poteau-traverse (HEB 280–IPE 450)

Figure VII.3 : Vue 3D de l'assemblage traverse-traverse (IPE 450– IPE 450)

Figure VII.4 : Détail de l'assemblage traverse-traverse (IPE 450 – IPE 450)

Figure VII.5 : Assemblage poteau-sablière (HEB 280–HEA120)

Figure VII.6 : Détail de l'assemblage poteau-sablière (HEB 280–HEA120)

Figure VII.7 : Assemblage poteau-console

Figure VII.8 : détail de l'assemblage poteau-console

Figure VII.9 : Vue en 3D de la jonction poteau-fondation

Figure VII.10 : Détail de la jonction poteau-fondation

Figure VII.11 : Ferrailage des longrines.

Chapitre VIII : Protection de la structure et management du projet

Figure.VIII.1 : l'effet de la corrosion

Figure VIII.2 : Protection par système intumescent

Figure.VIII.3 : Protection du profilé en plâtre

Liste des tableaux

Chapitre II : Evaluation des charges

Chapitre II : Evaluation des charges

Tableau II.1 : Définition des catégories de terrain (R.N.V.99).

Tableau II.2 : Pression sur les parois verticales direction V1.

Tableau II.3 : Pression sur la toiture direction du vent $\theta = 90^\circ$.

Tableau II.4 : Pression sur les parois verticales direction V2.

Tableau II.5 : Pression sur la toiture direction du vent $\theta = 0^\circ$.

Chapitre III : Etude du pont roulant

Tableau. III.1 : Charges statiques des ponts roulants (R)

Tableau. III.2 : Liste des coefficients de majoration.

Tableau. III.3 Caractéristiques du pont roulant.

Tableau. III.4 : Caractéristiques géométriques du pont roulant

Tableau. III.5 : Caractéristiques du rail A55

Tableau. III.6 : Caractéristiques du profilé HEB260.

Tableau. III.7 : les caractéristiques du profilé HEA 220

Chapitre IV : Etude sismique

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q

Tableau IV.2 : Eléments métalliques constituant la structure

Tableau IV.3 : Direction de l'excitation

Tableau IV.4 : Spectre de réponse.

Tableau IV.5 : Masse totale de la structure

Tableau IV.6 : Résultante des forces sismiques à la base

Tableau IV.7 : Résultante des forces sismiques à la base

Tableau IV.8 : Déplacement par rapport E_x

Tableau IV.9 : Déplacement par rapport E_y

Tableau IV.10 : Vérification du déplacement

Chapitre V : Dimensionnement des éléments de la structure

Tableau V.1 : Caractéristiques du profilé IPE 160

Chapitre VI: Dimensionnement des Eléments Structuraux

Tableau VI.1 : Caractéristiques du profilé IPE450

Tableau VI.2 : Caractéristiques du profilé HEA 120

Tableau VI.3 : Caractéristiques du profilé HEB 280

Tableau VI.4 : Elément de la structure

Chapitre VII : Calcul des assemblages et fondations

Tableau VII .1 : Dimensions et caractéristique du Poteau HEB 280

Tableau VII .2 : Dimensions et caractéristique de la Platine

Tableau VII .3 : Dimensions et caractéristique des tiges d'encrage 8.8 M24

Tableau VII .4: paramètres géométriques de rangées extérieur

Liste des notations

Majuscules latines

A_{net} : Section nette d'une pièce

A_w : Section de l'âme.

A_v : Aire de cisaillement.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur

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

F : Force en générale.

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

G : Charge permanente.

I : Moment d'inertie.

I_v : Intensité de turbulence.

K_0 : Coefficient de flambement.

K_t : Facteur de terrain.

$K_{y,\theta}$: Facteur de réduction d'une propriété de l'acier (contrainte ou d'une déformation) à une température élevée θ_a

L : Longueur.

L : la portée du pont roulant

M : Moment de flexion.

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

M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant.

M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

M_{Pl} : Moment plastique.

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

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

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

N_{Sd} : Effort normal sollicitant.

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

N_{csd} : Effort normal de compression.

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

Q : Charge d'exploitation.

R : Coefficient de comportement de la structure.

S : La charge de la neige.

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

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

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Poids de la structure.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{eq} : Hauteur équivalente.

Minuscules latines

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

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

e : l'empâtement entre les poutres du pont roulant

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

l_f : Longueur de flambement.

t : Épaisseur d'une pièce.

t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre.

t_w : Épaisseur de l'âme de poutre.

Minuscules grecques

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

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

\emptyset : Rotation de déversement.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige

INTRODUCTION

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil à l'Université Abou Bekr Belkaid «Tlemcen », nous sommes amenés, à l'issu de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (P.F.E.). Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

Il s'agit d'un hall en charpente métallique situé à Mansourah, Wilaya de Tlemcen.

Ces ossatures métalliques, sont actuellement en Algérie plus courantes dans le domaine industriel. Elles se distinguent par certains avantages tels que ; la légèreté, le montage rapide sur chantier, les transformations ultérieures plus faciles et surtout un faible encombrement, c'est pourquoi ce hall a été conçu en charpente métallique. Cependant ce matériau présente aussi quelques inconvénients qui se résument principalement à la corrosion, à sa faible résistance au feu et à son coût élevé donc une protection de toutes les structures en acier est indispensable avec une bonne gestion du budget.

Dans ce projet de fin d'études, nous allons appliquer et compléter les connaissances et les informations acquises durant notre cursus, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que le moyen de calcul informatique.

Ce travail se compose de huit chapitres, dont les contenus sont brièvement décrits ci-dessous :

Un premier chapitre de généralités qui mentionne la démarche adoptée pour mener à bien ce travail où l'ouvrage est présenté par ces données géométriques et localisation ainsi que les règlements et les matériaux utilisés.

Le deuxième chapitre présente les principes et la procédure pour la détermination des différentes charges (permanente et d'exploitation) selon le document technique réglementaire « DTR.B.C.2.2 » et aux surcharges climatiques selon le « R.V.N.99 version 2013 ».

Le troisième chapitre définit le pont roulant ainsi que ces caractéristiques où la poutre de roulement, qui assure le bon fonctionnement, est dimensionnée.

Le quatrième chapitre est dédié à la modélisation de la structure et son étude sismique afin d'assurer la stabilité de la structure.

Le cinquième chapitre représente le dimensionnement des éléments secondaire de la structure selon le règlement algérien « CCM97 »

Le sixième chapitre représente le dimensionnement des éléments principaux de la structure selon le règlement algérien « CCM97 »

Le septième chapitre concerne l'étude des assemblages (poteau-traverse ; traverse-traverse ; pied de poteau ...) afin d'assurer la continuité des sollicitations dans la structure à dimensionner, en plus du calcul des fondations.

Le huitième chapitre concerne protection contre le feu et l'étude managériale du projet durant toute la période de construction.

Comme tout travail, ce mémoire s'achève par une conclusion générale qui synthétise tout ce qui a été fait. Enfin, à l'aide du logiciel TEKLA nous avons élaborés le dessin technique des différents éléments ensuite une série d'annexes vient apporter plus de détails et d'explication aux chapitres.

Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction :

Ce projet de fin d'études sert à étudier et dimensionner un hall en charpente métallique conçue pour un atelier de la charpente métallique qui sera construit au niveau de Mansourah wilaya de Tlemcen.



Figure I.1 : Vue en perspective.

I.2 Données géométriques du projet:

Les données géométriques de l'ouvrage sont :

- Hauteur totale : $H=10\text{m}$.
- Hauteur du poteau : $H= 8\text{m}$
- Longueur du pignon : $L = 25 \text{ m}$.
- Longueur du long pan : $L= 55 \text{ m}$.
- La pente du versant : $9,07^\circ$.



Figure I.2 :Données géométriques

I.3 Localisation et données concernant le site :

Notre projet est un hall, construit au niveau de la Wilaya de Tlemcen avec les caractéristiques suivantes :

- L'altitude est de 850 m.
- La zone de neige : Zone A.
- La zone du vent : Zone I.
- La zone sismique : Zone I, Groupe 3.
- Contrainte admissible du sol est de $\sigma_{sol} = 1,8\text{bar}$ [Annexe G].



Figure I.3 : Localisation du site du projet.

I.4 Règlements utilise:

Nos calculs et dimensionnement doivent respecter les règlements suivants :

- **CCM97** « Règles de calcul des constructions en acier ».
- **EUROCODE 3** « Calcul des structures en acier ».
- **EUROCODE 4** « Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton ».
- **DTR-C2.2** « Document technique règlement charges permanentes et charges d'exploitations ».

- **RPA99-V03** « Règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003 ».
- **RNV99-V2013** « Règles définissant les effets de la neige et du vent ».
- **BAEL91** « Béton armé aux états limites ».
- **CTICM** « calcul du pont roulant ».

I.5 Logiciels utilisés :

- Tekla.
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017.
- MS project 2016.
- Visio 2016.

I.6 Matériaux :

I.6.1 L'acier de construction :

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

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

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

I.6.2 Le béton :

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

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1$ MPa.
- Poids volumique : $\rho = 2500$ Kg/ m³.

I.6.3 Les assemblages :

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

I.6.3.1 Le boulonnage :

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

Pour notre cas, on utilise :

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

I.6.3.2 Le soudage :

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

Chapitre II : Evaluation des charges

II.1. Introduction

Ce présent chapitre fournit les principes généraux et procédures pour la détermination des différentes charges et surcharges appliquées sur une structure. Cette évaluation constitue l'étape fondamentale à partir de laquelle le dimensionnement des différents éléments de la structure commence, ces charges sont définies par l'ensemble suivant :

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

II.2 Charges Permanentes

Les charges permanentes notées « **G** » sont des charges qui ne varient pas dans le temps. Il s'agit du poids propre de la structure elle-même, ainsi l'équipement de l'ouvrage tel que (la couverture, les revêtements, le rail du pont roulant...). Elles sont données dans les documents techniques réglementaires ou sont fournis par le fournisseur.

Ici, et selon les documents délivrés par le fournisseur de la couverture, la charge permanente du

panneau sandwich TL75 est $G = 14,5$ [daN/m²]

II.3 Surcharges d'exploitation de la toiture

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

Pour la toiture sans accès autre que le nettoyage et l'entretien nécessaire, les charges d'entretien

sont conventionnellement assimilées à deux charges concentrées de 1kN appliquées au 1/3 et aux 2/3 des portées.

II.4 Surcharges climatiques :

II.4.1 Neige :

Le calcul des charges de neige se fait conformément à la réglementation « Règlement Neige et Vent » –RNV– version 2013 (ANNEXE A). La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

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

μ : Coefficient d'ajustement des charges.

S_k : Charge de neige sur le sol.

II.4.1.1 Calcul a charge de la neige :

Notre projet se situe dans la Wilaya de Tlemcen (Mansourah), classée en zone A dont l'altitude est de 850 m.

$$S_k = \frac{0,07 \times H + 15}{100} = \frac{0,07 \times 850 + 15}{100} = 0,745 \text{ kN/m}^2.$$

II.4.1.2 Coefficient de forme de la toiture μ :

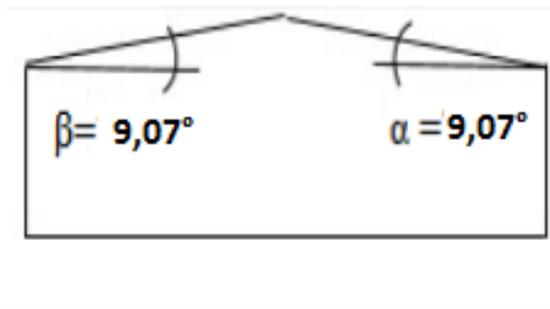
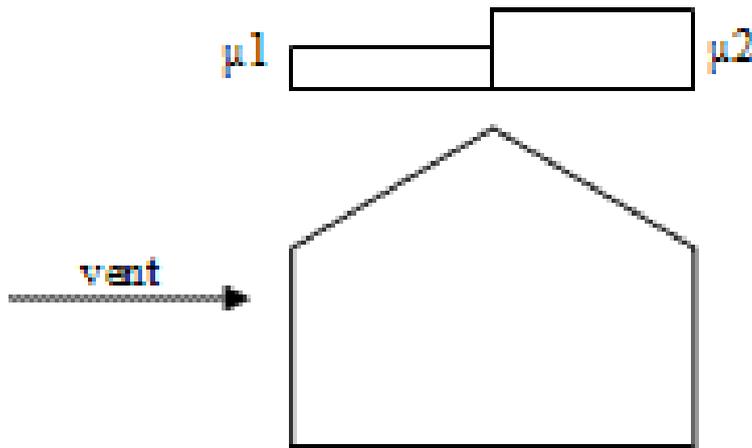


Figure II.1 : Model simplifier de la structure

Notre toiture a 2 versant avec un angle de $\alpha = \beta = 9,07^\circ$.



$$0^\circ < \alpha < 15^\circ \rightarrow \{\mu_1(\alpha) = \mu_2(\alpha) = 0,8\}$$

II.4.1.3 Surcharges de la neige S :

- Toiture à deux versants :

$$s_1 = \mu_1 \times S_k = 0,8 \times 0,745 = 0,596 \text{ KN/m}^2$$

II.4.2 Surcharge du vent :

Les effets du vent sont étudiés conformément à la réglementation « Règlement neige et vent » -RNV-version 2013(ANNEXE A). L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :

$$q_j = q_{dyn} \cdot C_d [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]$$

Avec :

q_{dyn} : Pression dynamique du vent.

C_d : Coefficient dynamique.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

II.4.2.1 Données relatives au site :

Le site du projet se trouve dans la commune Mansourah, wilaya de Tlemcen .

Tlemcen : Zone I..... $q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2$

Terrain : Catégorie III $K_T = 0,19$

..... $Z_0 = 0,05\text{m}$

..... $Z_{min}=2\text{m}$

..... $\varepsilon=0,52$

Nature de site : Plat $C(t)=1$

II.4.2.2 Coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d dépend de la hauteur de la structure, ainsi que du type de la structure. La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur est inférieure à

15m, on prend : $C_d = 1$

II.4.2.3 Pression dynamique q_{dyn} :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{réf} \times c_e(z_e) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Avec :

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

C_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du coefficient de topographie (C_t).

Z_e : hauteur de référence

$Z_e=10\text{m} \rightarrow$ Toiture.

II.4.2.3.1 Coefficient de rugosité(C_r) :

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

$$C_r(Z) \begin{cases} K_T \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{pour } z < z_{min} \\ K_T \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200m \end{cases}$$

Avec :

	K _T	Z ₀ (m)	Z _{min} (m)	ε
Catégorie III	0,19	0,05	2	0,52

Tableau II.1 : Définition des catégories de terrain (R.N.V.99).

$$C_r(z) = K_T \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$$

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

$$C_r(z) = 1,007$$

II.4.2.3.2 Coefficient de topographie(C_t) :

Site plat → C_T(z)=1

II.4.2.3.3 Intensité de turbulence (I_v) :

$$I_v(Z) \begin{cases} \frac{1}{C_T(z) * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pour } z > z_{min} \\ \frac{1}{C_T(z) * \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} & \text{pour } z \leq z_{min} \end{cases}$$

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

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

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

II.4.2.3.4 Coefficient d'exposition (Ce) :

La structure est considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent.

$$Ce(Zj) = Cr(Zj)^2[1 + 7.Iv]$$

Le coefficient d'exposition sera donc :

$$Ce(10)=1^2 \times 1,007^2 \times (1+7 \times 0,188)=2,348$$

II.4.2.3.5 Calcul de la Pression dynamique *q_{dyn}* :

Après avoir défini tous les coefficients qui permettent de prendre en compte les différents effets provoqués par le vent, on peut calculer la pression dynamique comme suit :

$$\begin{aligned} q_{dyn} &= q_{réf} \times C_e(z_e) \text{ [N/m}^2\text{]} \\ q_{dyn} &= 435 \times 2,348 \\ q_{dyn} &= 1021,38 \text{ [N/m}^2\text{]} \end{aligned}$$

II.4.2.4 Coefficient de pression extérieur *C_{pe}* :

Le coefficient de pression extérieur *C_{pe}* dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

Avec :

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

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\begin{aligned} \text{➤ } c_{pe} &= c_{pe.1} \dots \dots \dots \text{ si } S \leq 1m^2 \\ \text{➤ } c_{pe} &= c_{pe.1} + (c_{pe.10} - c_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \dots \dots \text{ si } 1m^2 \leq S \leq 10m^2 \\ \text{➤ } c_{pe} &= c_{pe.10} \dots \dots \dots \text{ si } S \geq 10m^2 \end{aligned}$$

Avec :

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

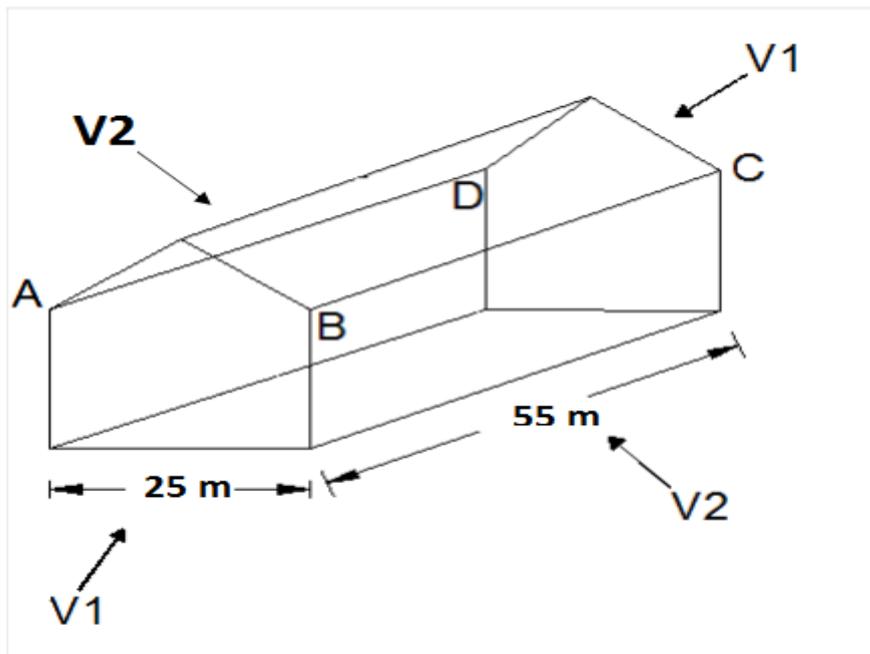


Figure II.2 : Le sens de vent sur la structure

- **V1** : vent perpendiculaire à la façade(AB) et (DC)
- **V2** : vent perpendiculaire à la façade(BC) et (DA)

- **Vent 1 :**

– Pour les parois verticales

– Pignon 1 et 2 : $b=25\text{m}$, $d=55\text{ m}$

$$e = \min [b; 2h] = \min [25; 2 \times 10]$$

$$e=20$$

avec :

$$d = 55\text{m}$$

$$d > e \rightarrow 55\text{m} > 20\text{ m}$$

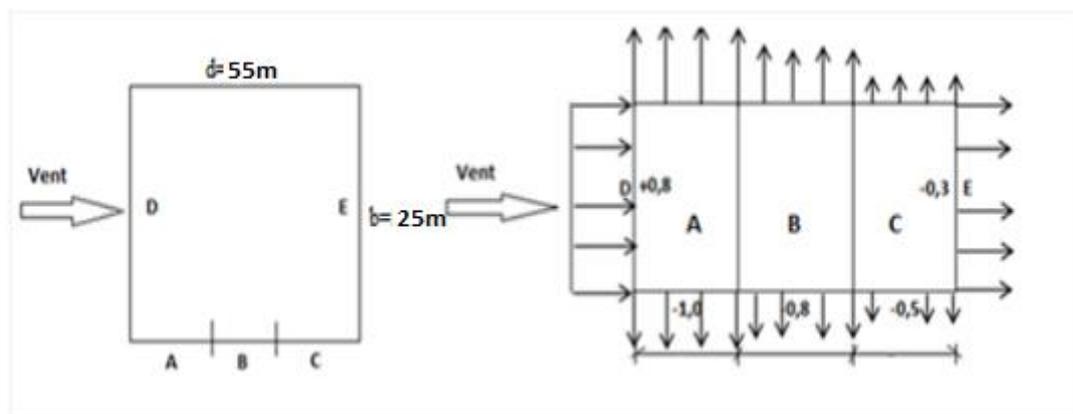


Figure II.3 : Direction du vent V1 sur les parois verticales

– Pour La toiture

– Pignon :

$$e = \min [b; 2h]$$

$$e = \min [25; 2 \times 10]$$

$$e = 20m$$

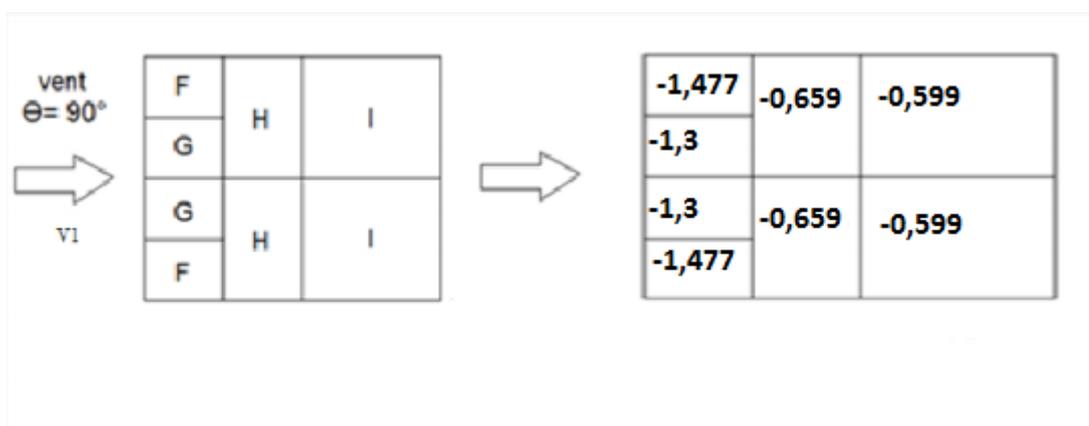


Figure II.4 : Direction du vent $\varnothing = 90^\circ$ sur toiture

• Vent 2

– Pour les parois verticales

– Long-pan : $b=55m$, $d=25m$, $h=10m$

$$e = \min [b ; 2h]$$

$$e = \min [55 ; 2 \times 10]$$

$e = 20\text{m}$

avec $d = 25\text{m}$

$d > e \rightarrow 25\text{m} > 20\text{m}$

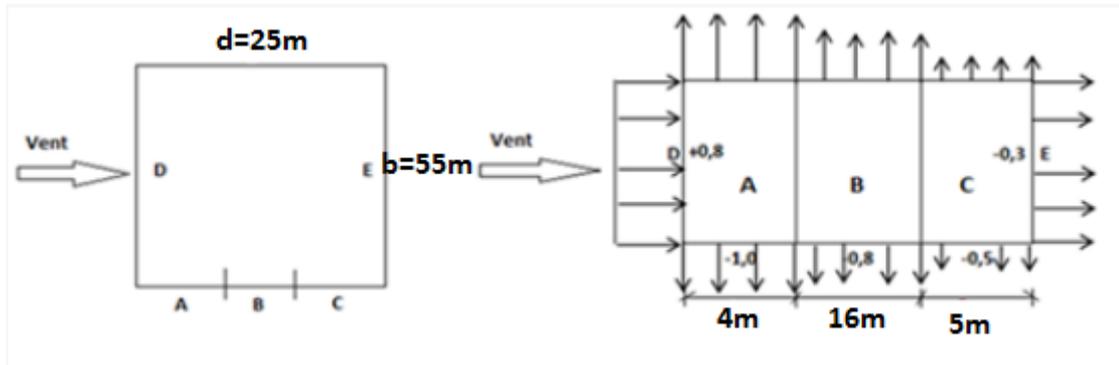


Figure II.5 : Direction du vent V2 sur les parois verticales.

– Pour La toiture a deux versants

$e = \min [b ; 2h]$

$e = \min [55 ; 2 \times 10]$

$e = 20\text{m}$

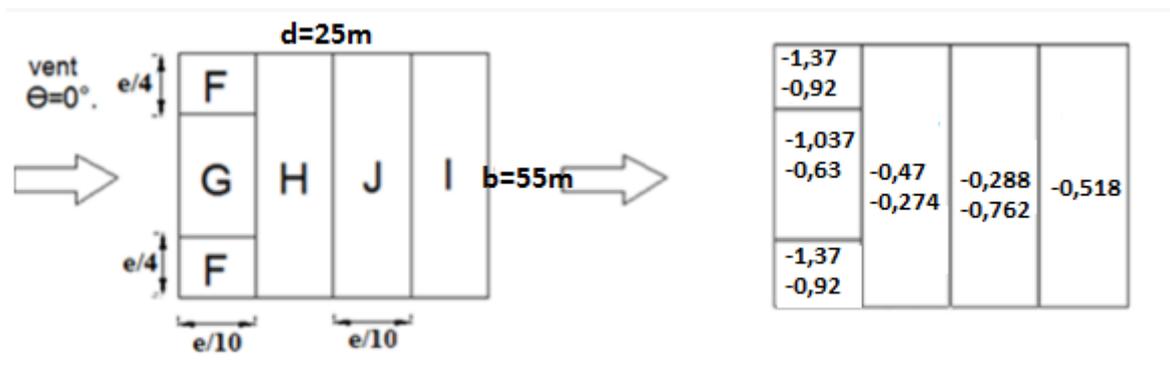


Figure II.6 : Direction du vent $\varnothing = 0^\circ$ sur toiture

II. 4.2.5 Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Le Coefficient de pression intérieure C_{pi} est fonction du pourcentage des ouvertures dans la structure considérée, et en fonction de l'indice de perméabilité μ_p qui est définie comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

- **Vent(V₁) :**

$$\mu_p = \frac{244,5}{376,2} = 0,649$$

$$\frac{h}{d} = \frac{10}{54} = 0,18$$

$$\rightarrow C_{pi} = -0,04$$

- **Vent (V₂) :**

$$\mu_p = \frac{319,8}{376,2} = 0,85$$

$$\frac{h}{d} = \frac{10}{25} = 0,4$$

$$\rightarrow C_{pi} = -0,148$$

II. 4.2.6 Calcul de la surcharge du vent (q_j) :

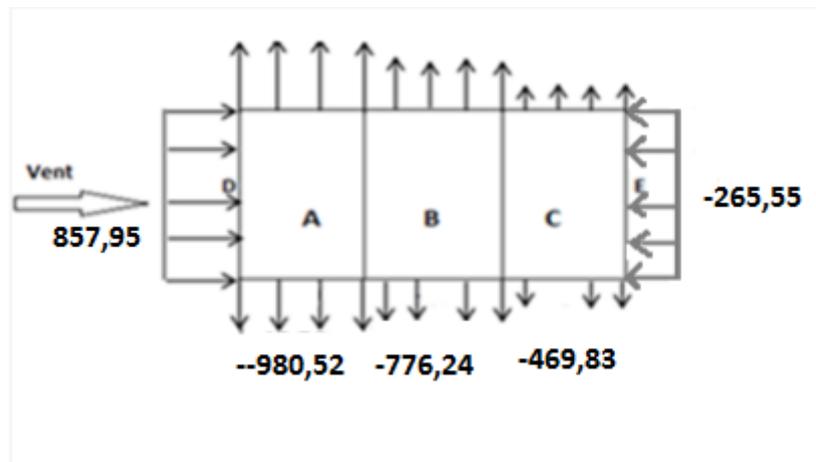
Les démarches précédentes permettent de définir la pression du vent qui s'exerce sur la construction, les résultats des deux sens sont présentés ci-dessous :

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn} \cdot [C_{pe} - C_{pi}]$$

- **Parois verticales :**

Zone	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}	q _j
D	1	1021,38	+0,8	-0,04	857,95
A	1	1021,38	-1	-0,04	-980,52
B	1	1021,38	-0,8	-0,04	-776,24
C	1	1021,38	-0,5	-0,04	-469,83
E	1	1021,38	-0,3	-0,04	-265,55

Tableau II.2 : Pression sur les parois verticales direction V1.



- **Toiture :**

Zone	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}	q _j
F	1	1021,38	-1,477	-0,04	--1437,08
G	1	1021,38	-1,3	-0,04	-1286,93
H	1	1021,38	-0,659	-0,04	-632,23
I	1	1021,38	-0,559	-0,04	-530,09

Tableau II.3 : Pression sur la toiture direction du vent $\theta = 90^\circ$.

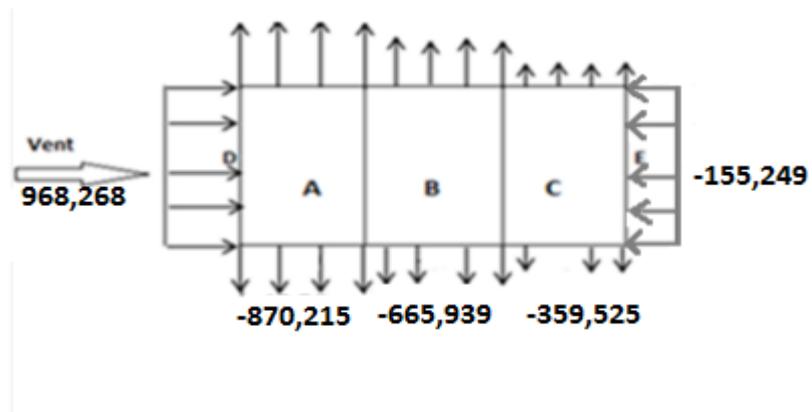
-1437,08	-632,23	-530,09
-1286,93		
-1286,93	-632,23	-530,09
-1437,08		

➤ Sens V_2 :

- Parois verticales :

Zone	Cd	q _{dyn}	C _{pe}	C _{pi}	q _j
D	1	1021,38	+0,8	-0,148	-968,268
A	1	1021,38	-1	-0,148	-870,215
B	1	1021,38	-0,8	-0,148	-665,939
C	1	1021,38	-0,5	-0,148	-359,525
E	1	1021,38	-0,3	-0,148	-155,249

Tableau II.4 : Pression sur les parois verticales direction V_2 .



• **Toiture :**

Zone	Cd	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	q_j
F	1	1021,38	-1,37	-0,148	-1248,1263
		1021,38	-0,92	-0,148	-788,5053
G	1	1021,38	-1,037	-0,148	-908,0068
		1021,38	-0,63	-0,148	-492,3051
H	1	1021,38	-0,47	-0,148	-328,8834
		1021,38	-0,274	-0,148	-128,693
I	1	1021,38	-0,518	-0,148	-377,9106
J	1	1021,38	-0,288	-0,148	-142,9932
		1021,38	-0,762	-0,148	-627,12732

Tableau II.5 : Pression sur la toiture direction du vent $\varnothing = 0^\circ$.

-1248,12 -788,50			
-908,0068 -492,3051	-328,8843 -128,693	-142,9932 -627,1273	-377,9106
-1248,12 -788,50			

II.5 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques). Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnement des éléments de la structure (panne, poteau, poutre de roulement ...)

Chapitre III : Etude du Pont Roulant

III.1 Introduction :

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

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

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

Dans notre cas, le pont roulant que comporte notre structure est constitué de deux poutres « pont roulant bi-poutre », de longueur 55m supportant une charge de 10 tonnes.

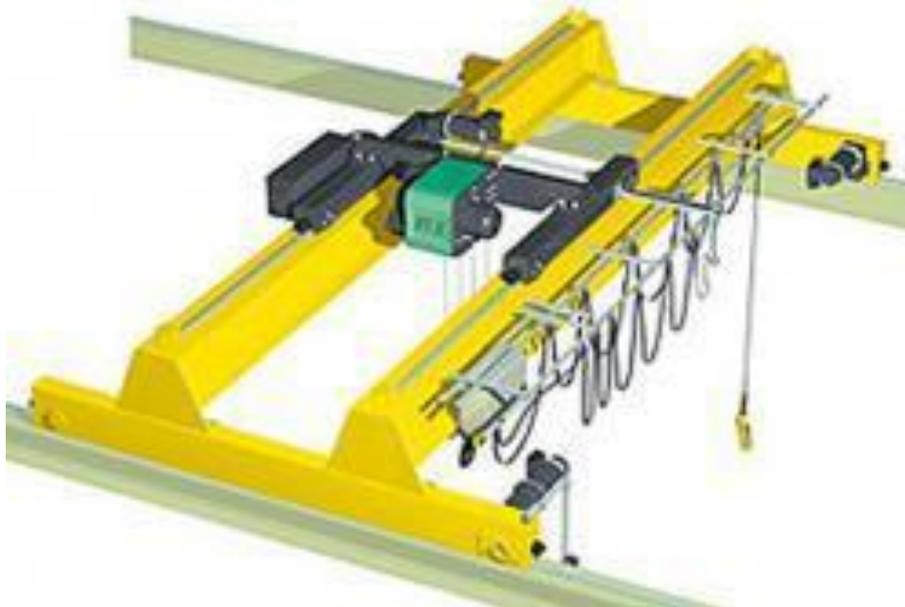


Figure III.1 : Pont roulant.

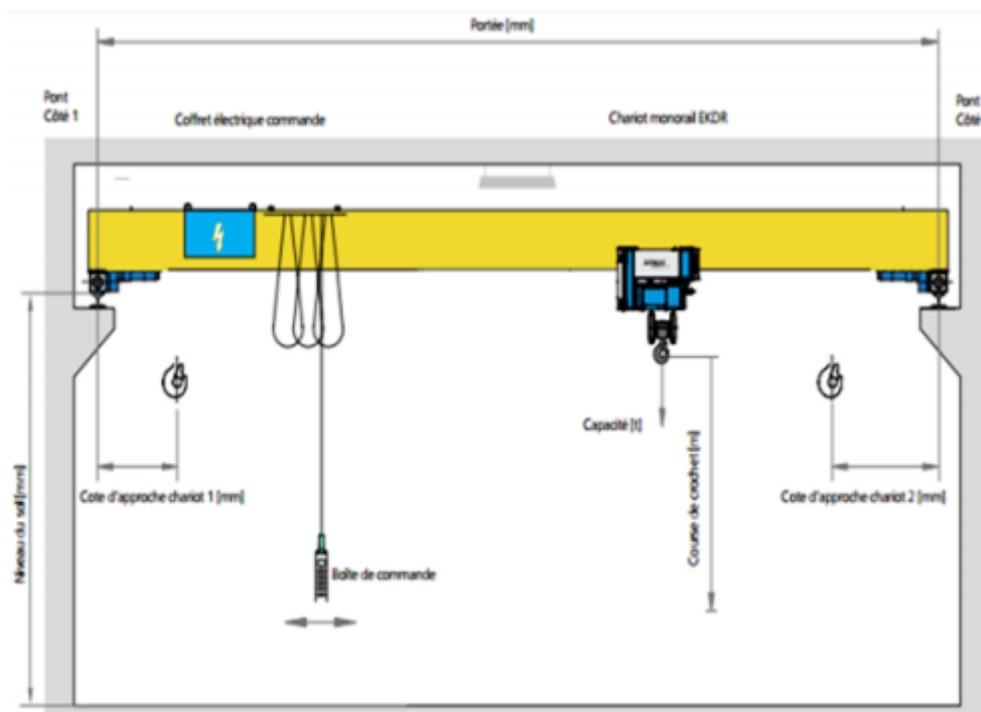


Figure III.2 : Schéma en 2D d'un pont roulant.

III.2 Classement des ponts roulants :

Groupe des appareils					Coefficient de majoration	La Flèche
					Appareils	Horizontales et verticales
Groupe I	A0				1	1/500
Groupe II	A1	B0			1	
Groupe III	A2	B1	C0		1	
Groupe IV	A3	B2	C1	D0	1,06	1/750
Groupe V		B3	C2	D1	1,12	
Groupe VI			C3	D2 et D3	1,20	

Tableau. III.1 : Charges statiques des ponts roulants (R)

Classes d'utilisation :

- **Classe A** : Utilisation occasionnelle avec longue périodes de repos
- **Classe B** : Utilisation régulière en service intermittent
- **Classe C** : Utilisation régulière avec service intensif
- **Classe D** : Service intensif sévère (période de travail >8h)

Etats de charges

- **0 (très léger)** : Charges très faibles soulevées couramment, charges nominale soulevée exceptionnellement
- **1 (léger)** : Charges de l'ordre du tiers de la charge nominale courante, charge nominale soulevée rarement.
- **2 (moyen)** : Charges entre le tiers et les deux tiers de la charge nominale courante, charges nominale assez fréquente
- **3 (lourd)** : Charges régulièrement au voisinage de la charge nominale

Coefficient de majoration dynamique		
Groupe	Chemin de roulement	Support de chemin de roulement
I	1,05	1,00
II	1,15	1,05
III	1,25	1,10
IV	1,35	1,15

Tableau. III.2 : Liste des coefficients de majoration

Les ponts roulants sont classés selon deux critères :

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

Cette classification a été établie par la fédération européenne de la manutention (F.E.M)

- Condition d'utilisation :

Utilisation régulière en service intermittent → Classe B

- Etat de charge :

Soulèvement régulier de charges voisines de la charge nominale

{ Classe B
Etat de charge 2 → Groupe II

III.3 Caractéristiques du pont roulant :

Les ponts roulants ont des caractéristiques fixes qui sont fournies par le constructeur(ANNEXE E) :

Puissances N (t)	Portée L(m)	Vitesse (m/min)			Poids (t)			Réaction (t)	
		Levage	Direction	Translation	Pont B	Chariot K	Total B+K	R _{max}	R _{min}
10	5	6	30	70	10,85	0,53	11,38	77,8	2,86

Tableau. III.3 Caractéristiques du pont roulant.

Puissance N(t)	L(m)	a _{min} (m)	b(m)	c(m)	d(m)	e(m)
10	24	0,66	0,3	0,55	1,9	3,8

Tableau. III.4 : Caractéristiques géométriques du pont roulant.

III.4 Description générale du calcul :

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

$$M_{max} = M_B = P \cdot \frac{(L - \frac{e}{2})^2}{4L}$$

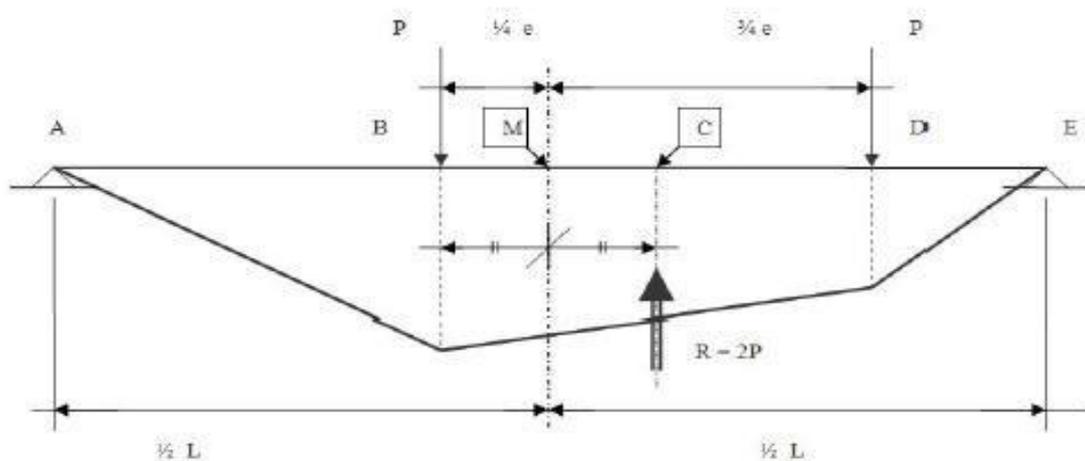


Figure III.3 : Moment max pour deux charges égales (Théorème de BARRE).

III.5 Définition des charges et coefficients :

Vu la non disponibilité de la fiche technique relative au pont roulant choisi, on a opté pour une fiche technique d'un pont roulant similaire disponible sur le net à l'adresse suivante :

(<http://www.demagcranes.fr/>)

III.5.1 Charges verticales ($R_{v \max}$) :

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

$$R_{v \max} = \psi_1 \times R_{\max} = 1,15 \times 77,8 = 89,47 \text{ kN}$$

$$R_{v \min} = \psi_1 \times R_{\min} = 1,15 \times 2,86 = 3,29 \text{ kN}$$

III.5.2 Charges horizontales transversales ($R_{H \max}$) :

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

$$R_{H1 \max} = \pm [0,024 \times (K+N+B) \frac{L}{e} + 0,021(N + K)]$$

$$R_{H1 \max} = \pm [0,024 \times (0,53+10+10,85) \frac{24}{3,8} + 0,021(10 + 0,53)]$$

$$R_{H1 \max} = \pm 3,46 \text{ kN}$$

$$R_{H1 \min} = \pm [0,024 \times (K+N+B) \frac{L}{e} - 0,021(N + K)]$$

$$R_{H1 \min} = \pm [0,024 \times (0,53+10+10,85) \frac{24}{3,8} - 0,021(10 + 0,53)]$$

$$R_{H1 \min} = \pm 3,02 \text{ kN}$$

III.5.2 .1 Palan à distance minimale du chemin de roulement

$$R_{H2max} = \pm[0,0052(K + N + B) \times \frac{L}{e} + 0,021(N + K)]$$

$$R_{H2max} = \pm[0,0052(0,53+10+10,85) \times \frac{24}{3,8} + 0,021(10+0,53)]$$

$$R_{H2max} = \pm 0,92 \text{ KN}$$

$$R_{H2min} = \pm [0,0052(K + N + B) \times \frac{L}{e} - 0,021(N + K)]$$

$$R_{H2min} = \pm[0,0052(0,53+10+10,85) \times \frac{24}{3,8} - 0,021(10+0,53)]$$

$$R_{H2min} = \pm 0,48 \text{ KN}$$

III.5.3 Charges horizontales longitudinales (R_{Lmax}) :

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

$$R_{Lmax} = c \times R_{max} = 1,15 \times 77,8 = 15,56 \text{ kN}$$

$$R_{Lmin} = c \times R_{min} = 1,15 \times 2,86 = 0,57 \text{ kN}$$

III.5.4 Coefficients :

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

- C : coefficient d'adhérence d'un galet sur son rail, C=1,15.
- ψ : coefficient de majoration dynamique des réactions verticales :
 - $\psi 1$: chemin de roulement, $\psi 1=1,15$
 - $\psi 2$: support de chemin de roulement, $\psi 2=1,05$

III.6 Choix du rail:

Pour notre cas, on a un pont roulant de 10T, on va utiliser des rails A55, maintenues avec des crapauds.

Dimensions du rail :

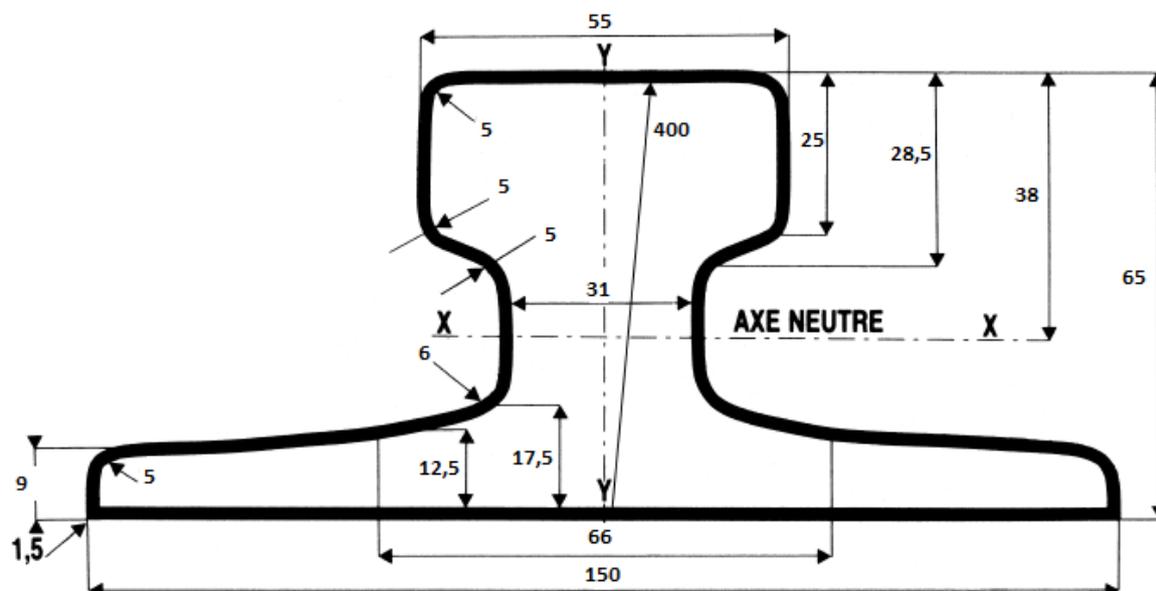


Figure III.4 : Caractéristiques géométriques du rail.

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

Tableau. III.5 : Caractéristiques du rail A55

III.7 Dimensionnement de la poutre de roulement :

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

III.7.1 Condition de la flèche :

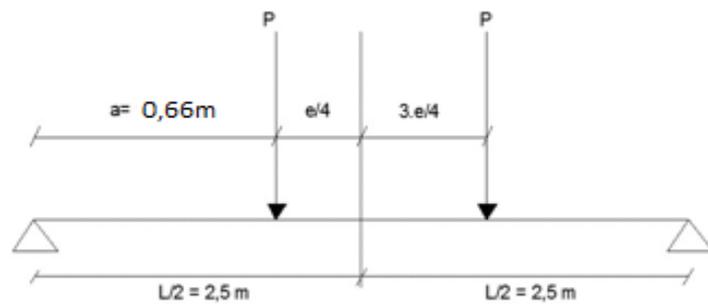
D'après le CTICM le dimensionnement de la poutre de roulement se fait avec la condition de flèche.

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

$$f \leq f_{\text{adm}} = \frac{L}{750} = \frac{500}{750} = 0,67 \text{ cm.}$$

Les deux charges sur galets :

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



Avec :

- $L = 5000 \text{ mm.}$
- $a = 660 \text{ mm.}$
- $P = 89470 \text{ N.}$
- $E = 21.10^4 \text{ N/mm}^2.$

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

$$I_y \geq \frac{89470 \times 660 \times 5000^2 \times (3 \times 5000^2 - 4 \times 660^2)}{6,7 \times 24 \times 2,1 \times 5000^2}$$

$$I_y \geq 12810,58 \text{ cm}^4$$

➔ Donc HEB260 vérifie la condition de la flèche.

profilé	poids	section	Dimensions				Caractéristiques			
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	tw mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³
HEB260	93	118,4	260	260	17,5	10	14920	5135	1263	602,2

Tableau. III.6: Caractéristiques du profilé HEB260.

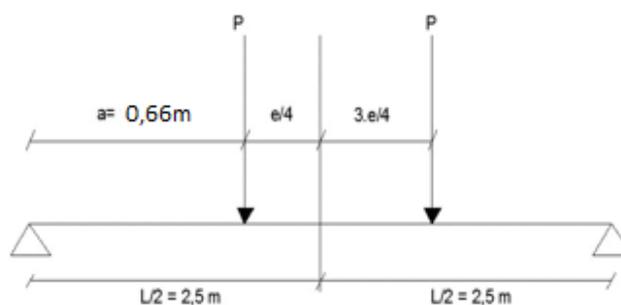
III.7.2 vérification de la flèche :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L}{750} = \frac{500}{750} = 0,67 \text{ cm.}$$

Avec :

$$f = f_1 + f_2$$

les deux charges sur galets :

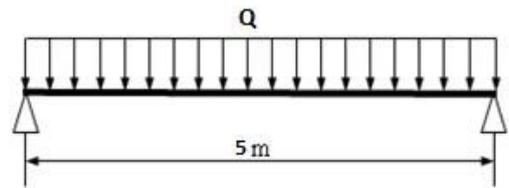


$$f_1 = \frac{p \times a \times L^2}{24 \times E \times I} \times \left(3 - \frac{4 \times a^2}{L^2}\right)$$

• le poids propre de la poutre :

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

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



Avec :

- $L = 5000$ mm.
- $a = 660$ mm.
- $P = 89470$ N.
- $E = 21.10^4$ N/mm².

$$f_1 = \frac{89470 \times 660 \times 5000^2}{24 \times 2,1 \times 10^5 \times 14920 \times 10^4} \times \left(3 - \frac{4 \times 660^2}{5000^2} \right)$$

$$f_1 = 5,75 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{5 \times 1,248 \times 5000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 14920 \times 10^4}$$

avec :

$$Q = 93 + 31,8 = 1,248 \text{ KN/m}$$

$$f_2 = 0,32 \text{ mm}$$

$$f = f_1 + f_2$$

$$f = 0,32 + 5,75 = 6,07 \text{ mm}$$

$$f < f_{max}$$

$$6,07 \text{ mm} < 6,7 \text{ mm}$$

Conclusion : la section en HEB 260 vérifie la condition de flèche

III.7.3 Classe du profilé HEB 260:

- Classe de l'âme fléchie :

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

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $d = 177 \text{ mm.}$
- $t_w = 10 \text{ mm.}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{177}{10} = 17,7 \\ 72\varepsilon = 72\sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \text{Donc l'âme est de classe I}$$

Classe de la semelle comprimée :

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

Avec :

- $C = 130 \text{ mm.}$
- $t_f = 17,5 \text{ mm.}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{C}{t_f} = \frac{130}{17,5} = 7,42 \\ 10\varepsilon = 10\sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{C}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \text{Donc la semelle est de classe I}$$

Donc la section globale du profilé HEB260 est de classe I

III.7.4 Résistance du profilé sous charges verticales :

- Vérification à L'ELU (Effort tranchant + Moment fléchissant) :

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

Avec :

- V_{plrd} : Résistance ultime au cisaillement

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

$$A_v = A - b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_{f=} = 8305 \text{ mm}^2$$

$$\text{D'où } V_{plrd} = \frac{0,58 \times 8305 \times 235}{1,1} = 1024,36 \text{ kN}$$

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

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

V_v : Effort tranchant due à la réaction R_v :

$$V_v = R_{vmax} \frac{4a}{l}$$

$$V_v = 89,47 \times \frac{4 \times 0,66}{5} = 47,24 \text{ KN}$$

V_{pp} : Effort tranchant due au poids propre (HEB 260 + A55) :

$$V_{pp} = \frac{G \times L}{4} :$$

$$V_{pp} = \frac{(93+31,8) \times 10^{-2} \times 5}{4} = 1,56 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = V_v + V_{pp} = 47,24 + 1,56 = 48,8 \text{ kN.}$$

$$V_{sd} = 48,8 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 1024,36 \text{ kN}$$

➔ Donc la section en HEB 260 résiste a l'effort tranchant

L'effort tranchant peut être négligé et donc la vérification devient :

$$M_{ysd} \leq M_{crd}$$

Avec :

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

$$M_{crđ} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{crđ} = \frac{1283 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 274,1 \text{ KN.m}$$

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

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

M_v : Moment due à la réaction R_v :

$$M_v = \frac{2 \times R_{vmax}}{L} \times \left(\frac{L}{2} - \frac{e}{4}\right)^2$$

$$M_v = \frac{89,47 \times \left(5 - \frac{3,8}{2}\right)^2}{4 \times 5} = 43 \text{ KN.m}$$

M_{pp} : Moment due au poids propre (HEB260 + A55) :

$$M_{pp} = \frac{G \times L^2}{8}$$

$$M_{pp} = \frac{1,248 \times 5^2}{8} = 3,9 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{ysd} = 1,35 \times 3,9 + 1,5 \times 43 = 69,77 \text{ KN.m}$$

Donc $M_{ysd} = 69,77 \text{ kN.m} < M_{crd} = 274,1 \text{ kN.m}$

Conclusion : la section HEB 260 est stable

III.7.5 Vérification sous charge horizontale :

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

Avec :

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

$$M_{crd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{602,3 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 128,65 \text{ kN.m}$$

- M_{sd} : moment sollicitant due à R_H

$$M_{sd} = \frac{2 \cdot R_H}{L} \left(\frac{L}{2} - \frac{e}{4}\right)^2$$

$$M_{sd} = \frac{2 \times 3,46}{5} \times \left(\frac{5}{2} - \frac{3,8}{4}\right)^2 = 3,33 \text{ KN.m}$$

Donc $M_{sd} = 3,33 \text{ kN.m} \ll M_{crd} = 128,65 \text{ kN.m} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III.7.6 Résistance de l'âme au voilement par cisaillement :

Si $d/t_w \leq 69\varepsilon$

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

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

$$d/t_w = 117/10 = 11,7 < 69\varepsilon$$

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

III.7.7 Résistance au déversement :

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

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

➤ $\beta_w = 1$ Section de classe I

➤
$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda_{LT}^2})}$$

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

➤ $\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profilés laminés

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

➤ Pour des sections transversales constante et doublement symétrique la valeur de λ_{LT} s'écrit sous la formule suivante :

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

Avec :

➤ C_1 Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement : $C_1 = 1,132$ (Annexe B)

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

➤ I_t : Moment d'inertie de torsion = $123,8 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$

➤ I_w : Moment d'inertie de gauchissement = $753,7 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$

➤ I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = $5135 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$

➤ L : Longueur de la poutre = $5,08.10^3$ mm

$$\lambda_{Lt} = \frac{L \times \left[\frac{W_{ply}^2}{I_z \times I_w} \right]^{0,25}}{C_1^{0,5} \left[1 + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}} = \frac{5,08.10^3 \times \left[\frac{1263.10^3^2}{5135 \times 10^4 \times 753,7 \times 10^9} \right]^{0,25}}{1,132^{0,5} \left[1 + \frac{5,08.10^3^2 \times 8,08.10^6 \times 123,8.10^4}{\pi^2 \times 21 \times 10^5 \times 753,7 \times 10^9} \right]^{0,25}} = 63,76$$

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

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{63,76}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 0,67 > 0,4 \Rightarrow \text{Donc il y a risque de déversement}$$

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

$\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profiles laminés

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,67 - 0,2) + 0,67^2] = 0,773$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(0,773 + \sqrt{0,773^2 - 0,67^2})} = 0,86$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,86 \times 1 \times 1283 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 235722090,9 N.mm$$

$$M_{sd} = 69,77 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 235,722 \text{ KN.m} \Rightarrow$$

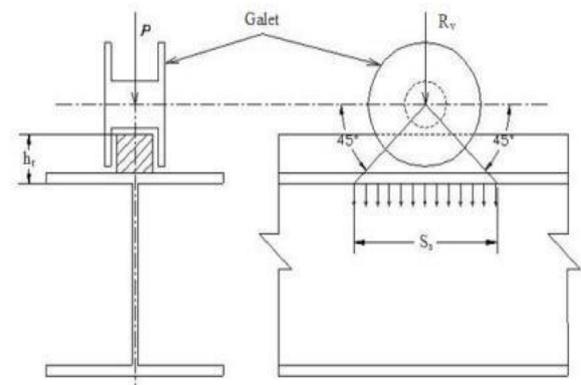
Condition vérifiée

III.7.8 Résistance de l'âme à la charge transversale :

➤ Résistance à l'écrasement :

Selon le règlement de calcul CCM97 nous avons :

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



Avec :

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

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

D'où S_y : longueur d'appui rigide :

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

- h_r : la hauteur du rail $\Rightarrow h_r = 65 \text{ mm}$
- t_f : largeur de l'âme du profilé $\Rightarrow t_f = 17,5 \text{ mm}$
- $\sigma_{f.Ed}$: la contrainte longitudinale dans la semelle

$$\sigma_{f.Ed} = \frac{M_{y,sd}}{W_{ely}}$$

$$\sigma_{f.Ed} = \frac{3,33 \times 10^6}{1148 \times 10^3} = 2,9 \text{ N/mm}^2$$

$$S_y = 2 \times (65 + 17,5) \times \sqrt{(1 - (1,1 \times \frac{2,9}{235})^2)} = 164,98 \text{ mm} = 0,164 \text{ m}$$

$$\text{D'où } R_y = 350,36 \text{ kN}$$

$$f_{sd} = R_{h \max} = 3,46 \text{ kN} \ll R_{y,d} = 350,36 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

□ Résistance à l'enfoncement local :

Selon le CCM97, il faut satisfaire les conditions suivantes :

- $f_{sd} \leq R_{a,rd}$
- $M_{sd} \leq M_{crd}$
- $\frac{f_{sd}}{R_{a,rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{crs}} \leq 1,5$

Avec :

$$\text{➤ } R_{a,rd} = \frac{0,5 \times t_w^2 \times (E \times f_{yw})^{0,5} \left[\left(\frac{t_f}{t_w}\right)^{0,5} + 3 \left(\frac{t_w}{t_f}\right) \times \left(\frac{S_s}{d}\right) \right]}{\gamma_{m0}}$$

$$R_{a,rd} = \frac{0,5 \times 10^2 \times (21 \times 10^4 \times 235)^{0,5} \left[\left(\frac{17,5}{10}\right)^{0,5} + 3 \times \left(\frac{10}{17,5}\right) \times (0,2) \right]}{1,1} = 531,895 \text{ KN}$$

$$\text{➤ } M_{crd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1283 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 274,095 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\text{➤ } f_{sd} = R_{Hmax} = 3,46 \text{ kN} \ll R_{a.rd} = 531,895 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{➤ } M_{sd} = 76,77 \text{ kN. m} \ll M_{crd} = 274,095 \text{ kN. m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{➤ } \frac{f_{sd}}{R_{a.rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{crd}}$$

$$0,01 < 1,5 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.7.9 Résistance au voilement de l'âme :

Selon le règlement CCM97

$$b_{eff} \leq b$$

$$\text{On a: } b_{eff} = \sqrt{(h^2 + S_s^2)} = 262,39 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } b_{eff} = 262,39 \text{ mm} > b = 260 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

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

III.7.10 Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

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

Avec :

$$\text{➤ } A_w : \text{l'aire de l'âme.}$$

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

$$\text{➤ } A_{fc} : \text{l'aire de la semelle comprimée.}$$

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

$$\text{➤ } f_{yt} : \text{la limite élasticité de la semelle comprimée}$$

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

$$\text{➤ } k : \text{coefficient pris égale à 0,3 pour une semelle de classe I}$$

$$\begin{cases} k \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{2250}{4550}} = 188,52 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{177}{10} = 17,7 < 188,52 \end{cases}$$

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

III.8 Calcul du support du chemin de roulement :

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

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

III.8.1 Charge verticale :

- **Charge non pondérée :**

$$P_1 = Q \times L + R_{vmax} \times \left(2 - \frac{e}{L}\right) \times \psi_2$$

$$P_1 = 1,248 \times 5 + 89,47 \times \left(2 - \frac{3,8}{5}\right) \times 1,05 = 122,73 \text{ KN}$$

- **Charge pondérée :**

$$P_2 = 1,35 Q L + 1,5 R_{vmax} \left(2 - \frac{e}{L}\right) \psi_2$$

$$P_2 = 1,35 \times 1,248 \times 5 + 1,5 \times 89,47 \times \left(2 - \frac{3,8}{5}\right) \times 1,05 = 183,16 \text{ KN}$$

III.8.2 Charge horizontale :

$$P_H = 1,5 \times R_H \times \left(1 - \frac{e}{L}\right) \times \psi_2$$

$$P_H = 1,5 \times 3,46 \times \left(1 - \frac{3,8}{5}\right) \times 1,05 = 1,31 \text{ KN}$$

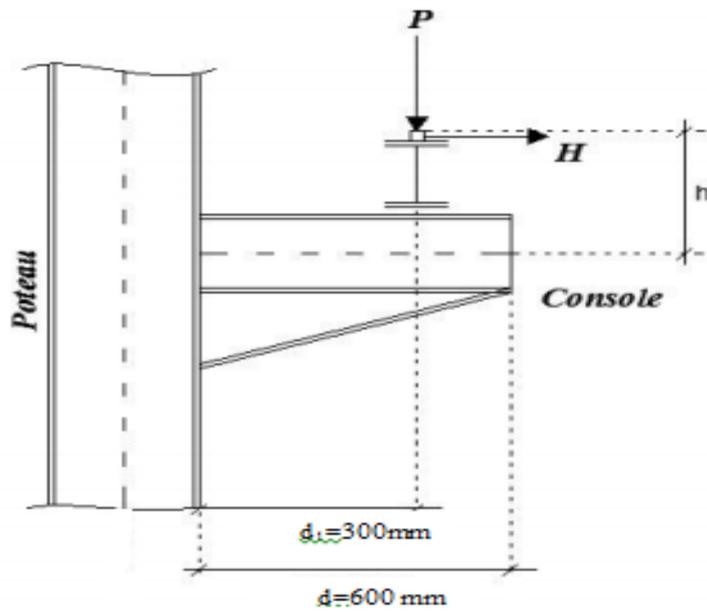
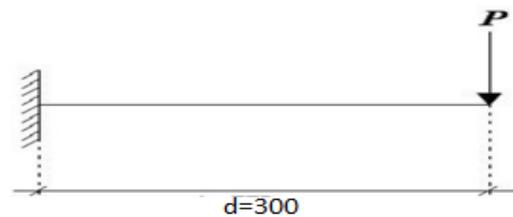


Figure III.5: Support de chemin de roulement.

III.8.3 Dimensionnement du support de chemin de roulement :

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

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



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

$$I \geq \frac{122,73 \times 300^2 \times 500}{3 \times 21 \times 10^4}$$

$$I \geq 876,634 \text{ cm}^4$$

Selon le moment d'inertie obtenu, on choisira un HEA 220 :

profilé	poids	section	Dimensions				Caractéristiques			
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³
HEA 220	50,5	64,3	188	220	11	7	5410	1955	568,5	270,6

Tableau. III.7 : les caractéristiques du profilé HEA 220

III.8.4 Classe de la section transversale :

□ **Classe de l'âme fléchie :**

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

Avec :

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

$$\text{➤ } d=152$$

$$\text{➤ } t_w=7$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{152}{7} = 21,71 \\ 72\varepsilon = 72 \end{array} \right. \implies \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

donc l'ame est de classe 1

□ **Classe de la semelle comprimée :**

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

$$\text{➤ } c=120 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } t_f=11 \text{ mm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{120}{11} = 10,9 \\ 10\varepsilon = 10 \end{array} \right. \implies$$

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

Donc la semelle est de classe 1

Donc la section globale du profilé est de classe I

III.8.5 Vérification au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

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

Avec :

- A_w : l'aire de l'âme.

$$A_w = t_w(h - 2t_f) = 7 \times (210 - 2 \times 11) = 1316 \text{ mm}^2.$$

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

$$A_{fc} = b \times t_f = 220 \times 11 = 2420 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} Kx \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{1316}{2420}} = 197,69 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{152}{7} = 21,71 < 197,69 \end{array} \right.$$

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

III.8.6 Vérification à l'effort tranchant+ Moment fléchissant :

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

Avec :

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

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 64,3 \times 10^2 - 2 \times 220 \times 11 + (7 + 2 \times 18) \times 11 = 2063 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{2063 \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 254,456 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = P_2 = 183,16 > 127,23$$

Donc y a pas lieu de vérifier l'effort tranchant La condition devient donc :

$$M_{ysd} \leq M_{Vrd}$$

Avec :

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

$$M_{Vrd} = \left(W_{ply} - \frac{\rho \cdot A v^2}{4 \cdot t_w} \right) \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{sd}}{V_{plrd}} - 1 \right)^2$$

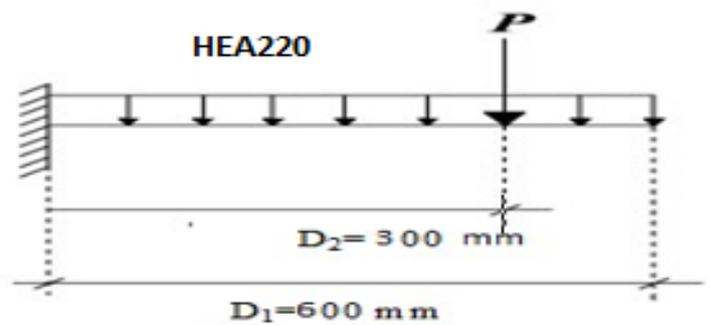
$$\rho = \left(\frac{2 \times 183,16}{254,46} - 1 \right)^2 = 0,193$$

$$M_{Vrd} = \left(568,5 \times 10^3 - \frac{0,193 \times 2063^2}{4 \times 7} \right) \frac{235}{1,1} = 115,185 \text{ KN.m}$$

$$M_{ysd} = P_2 \times d_2 = 183,16 \times 0,6 = 109,9 \text{ KN.M}$$

$$M_{ysd} = 109,9 \text{ kN.m} \leq M_{vrd} = 115,185 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.8.7 Vérification de la flèche :



$$f_{max} < f_{adm} = \frac{d_1}{500} = \frac{600}{500} = 1,2 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \frac{p \cdot d_2^3}{3 \cdot EI}$$

$$F_{Max} = \frac{318,16 \times 10^3 \times 300^3}{3 \times 21 \times 10^5 \times 5410 \times 10^4} = 0,25 \text{ mm}$$

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

III.9 Conclusion :

A travers ce chapitre, qui présente les caractéristiques et le fonctionnement du pont roulant en prenant compte les charges soulevées, on conclut, d'après les calculs faits, que pour assurer un bon fonctionnement du pont roulant étudié, le profilé en HEB260 vérifie bien les conditions de résistance et de stabilité de la poutre de roulement. Le chapitre suivant concernera l'étude sismique qui vise la détermination des efforts sismiques sollicitant la structure.

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1 Introduction :

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure.

Le calcul sismique se fait selon le Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003- (D.T.R-B.C-2.48) (ANNEXE B), qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

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

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

IV.2 Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

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

IV.3 Classification

IV.3.1 Classification des zones sismiques

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

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

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité dans RPA99/VR2003(ANNEXE B) ; Tlemcen se situe dans une zone de sismicité faible « ZONE I ».

IV.3.2 Classification de l'ouvrage

D'après le RPA99/V2003(ANNEXE B), notre ouvrage est classée en Zone I groupe 3. Selon le rapport géotechnique relatif, à l'endroit où sera réalisé cet ouvrage on est en présence du sol très meuble de catégorie S4.

IV.4 Spectre de réponse de calcul

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

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

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

– Classification des ouvrages selon le RPA 99 –V 2003: 3 → **A = 0,05** (ANNEXE B)

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

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

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

– Acier dense → **ξ = 5 %** → **η = 1** (ANNEXE B)

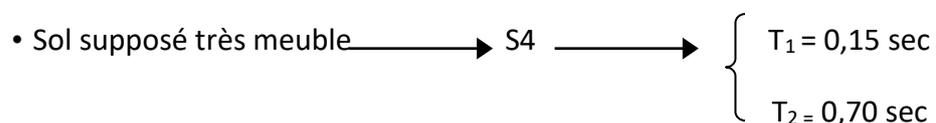
• **R** : coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement

– Mixte portiques /palées triangulées en X → **R = 4** (ANNEXE B)

Critère q	P _q
1-Condition minimales sur les files de contreventement	Observé 0
2-Redondance en plan	Observé 0
3-Régularité en plan	Observé 0
4-Régularité en élévation	Observé 0
5-Control de la qualité des matériaux	Observé 0
6-Control de la qualité d'exécution	Non Observé 0,10
	Σ P_q = 0,10

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités **P_q**

Q = facteur de qualité donné par la formule suivante : $Q = 1 + \sum P_q = 1,10$



IV.5 Analyse dynamique de la structure :

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

L'analyse dynamique de la structure permet de déterminer pour chaque mode de vibration, les efforts et les déplacements maximums d'une structure lors d'un séisme, qui sont combinés par la suite pour obtenir la réponse de la structure.

IV.6 Modélisation de la structure :

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

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

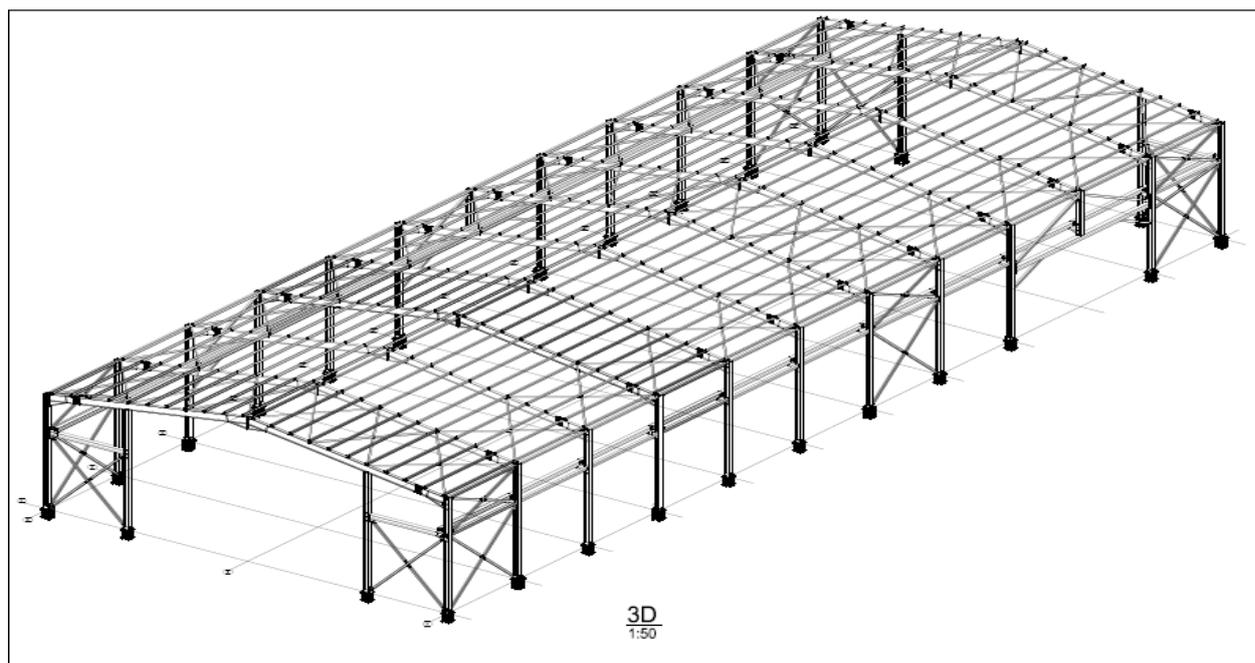


Figure IV.1 : Model de la structure en 3D.

IV.6.1 les étapes de modélisation

Pour modéliser notre structure, nous allons suivre les étapes suivantes :

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

Conformément aux calculs précédents, le tableau suivant présente les différentes sections des éléments de notre structure

Élément de la structure	Profilés
Poteaux	HEB 280
Poutre de chemin de roulement	HEB 260
Support de chemin de roulement	HEA 220
Sablère	HEA 120
Traverse	IPE 450
Panne	IPE 160
Contreventement	L90x90x9

Tableau IV.2 : Eléments métalliques constituant la structure

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

Remarque

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

IV.7 Analyse modale spectrale :

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

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

Le spectre est caractérisé par les données suivantes qui caractérisent notre structure :

- Zone I
- Groupe d'usage 3
- Coefficient de comportement 4
- Amortissement 5%
- Facteur de qualité 1,10
- Site très meuble S4

IV.7.1 Analyse modale spectrale

Selon le RPA 99 version 2003, le tableau suivant nous donne les différentes directions de l'excitation :

Direction de l'excitation	X (m)	Y (m)	Z (m)
E_x	1	0	0
E_y	0	1	0
E_z	0	0	0

Tableau IV.3 : Direction de l'excitation

D'après le logiciel ROBOT nous donne le spectre de réponse

Résultats: dynamique - Cas: 32A34											
	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	5.11	0.30	63.91	0.43	0.0	63.91	0.34	0.0	119499.91	119499.91	0.0
Cas	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32
Mode	10	1	10	10	1	1	2	1	1	1	1
MIN	3.30	0.20	63.91	0.02	0.0	0.00	0.00	0.0	119499.91	119499.91	0.0
Cas	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32
Mode	1	10	1	1	1	4	8	1	1	1	1

Tableau IV.4: Spectre de réponse.

IV.8 Vérification de la structure :

Nous allons procéder à la vérification au séisme de notre structure conformément au RPA 99 -V 2003, en testant successivement la période fondamentale, la force sismique a la base et les déplacements.

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

La valeur de T calculée par le logiciel ROBOT ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le RPA 99-V 2003 (ANNEXE B) de plus de 30 %.

La période fondamentale obtenue par le logiciel ROBOT : T = 0,3 s.

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = C_t \times h_n^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

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

$$C_t = 0,05$$

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure $h_n = 10m$

$$D'où : T = 0,05 \times 10^{\frac{3}{4}} = 0,28s \rightarrow \text{donc } 1,3T = 1,3 \times 0,28 = 0,36s$$

Ce qui donne T = 0,3 s < 1,3T = 0,36 s

Conclusion : la condition de la période fondamentale de la structure est vérifiée .

IV.8.2 Vérification de la force sismique à la base

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

$$V_t \geq 0,8V$$

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

- Effort sismique dans le sens (X) : $V_t=72,43$ kN
- Effort sismique dans le sens (Y) : $V_t= 36,71$ kN

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

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

D : facteur d'amplification dynamique moyen

On a : $0 \leq T = 0,3s \leq T_2 = 0,7s$

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

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

W (Poids propre de la structure) = 1096,985 t = 1099,85 kN

Le logiciel **ROBOT** nous donne le poids propre de notre structure

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
32/ 1	Etage 1	109985.23	12.57 27.21 7.01	12.50 27.56 6.99	33946816.87	9662713.71	43604403.70	0.07	0.34	0.0	0.0

Tableau IV.5: Masse totale de la structure

$$V = \frac{0,05 \times 2,5 \times 1,10}{4} \times 1099,85$$

Donc : $V=37,80$ kN

Le logiciel ROBOT nous donne les réaction à la base

Réactions Repère global - Cas: 41 (0.8 G + Ey)						
Noeud/Cas	FX [daN]	FY [daN]	FZ [daN]	MX [daNm]	MY [daNm]	MZ [daNm]
969/ 41 (C) (C)	-1454.52	-1.46	3674.13	-3.16	-4516.83	0.09
970/ 41 (C) (C)	-1419.18	-3.61	3729.13	-2.04	-4370.58	0.21
971/ 41 (C) (C)	-1282.61	-4.14	3594.50	-4.29	-3938.50	0.36
972/ 41 (C) (C)	-1071.35	-4.17	3313.79	-7.83	-3274.01	0.56
973/ 41 (C) (C)	-747.17	438.43	243.79	-25.08	-2251.05	0.90
974/ 41 (C) (C)	-2410.64	1068.94	12241.97	-45.33	-368.67	1.14
975/ 41 (C) (C)	-1712.85	-14.58	-3654.26	39.52	-165.17	-0.31
976/ 41 (C) (C)	1871.90	-14.64	-4207.87	41.70	188.90	0.27
977/ 41 (C) (C)	2582.48	1193.56	13081.79	-52.24	395.16	-1.15
978/ 41 (C) (C)	1090.52	-2.35	3377.97	-14.81	3378.02	-0.63
979/ 41 (C) (C)	1274.18	-1.33	3409.01	-14.43	4019.69	-0.61
980/ 41 (C) (C)	757.45	524.64	-1.31	-31.54	2296.84	-0.92
981/ 41 (C) (C)	1697.03	75.29	5428.25	-167.99	5206.84	-3.03
982/ 41 (C) (C)	1789.77	97.69	4722.17	128.96	5496.15	2.77
983/ 41 (C) (C)	1463.03	-769.34	4814.42	-2.96	4626.82	0.39
984/ 41 (C) (C)	1382.05	5.71	3729.83	-4.22	4323.24	0.39
985/ 41 (C) (C)	2501.85	-877.68	12132.62	36.11	382.79	1.31
986/ 41 (C) (C)	821.74	-238.57	752.71	13.31	2497.66	1.06
987/ 41 (C) (C)	1152.71	7.62	3306.59	-3.76	3593.95	0.63
988/ 41 (C) (C)	1814.23	18.55	-3912.81	-61.44	176.37	-0.30
Cas 41 (C) (CQC)	0.8 G + Ey					
Somme totale	72.43	36.71	93276.04	-163.05	522.55	0.59
Somme réactions	72.25	30.25	92981.71	2561745.76	-1161677.73	2117.46
Somme efforts	72.25	30.17	-92981.71	-2561263.04	1162864.81	2123.47
Vérification	144.49	60.42	-0.00	482.73	1187.07	4240.93
Précision	2.15303e-01	1.66588e+01				

Tableau IV.6: Résultante des forces sismiques à la base

	V _t (KN)	V(KN)	80 % V(KN)	V _t > 80% V
V _X	72,43	37,80	31,62	vérifiée
V _Y	36,71	37,80	31,62	Vérifié

Tableau IV.7: Résultante des forces sismiques à la base

IV.8.3 Vérification des déplacements

Conformément au règlement RPA 99- V 2003 le déplacement horizontal à chaque niveau (K) est calculé par la formule suivante :

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

$$\delta_k = 4 \times 0,8$$

$$\delta_k = 3,2 \text{ cm}$$

Le logiciel **ROBOT** nous donne le déplacement suivant EX et EY

Déplacements - Cas: 33 (Ex) Modes actifs: 1..10; CQC						
	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	0.8	0.1	0.2	0.001	0.001	0.001
Noeud	196	136	185	255	362	46
Cas	33	33	33	33	33	33
Mode	1	CQC	1	1	1	1
MIN	-0.0	-0.1	-0.2	-0.000	-0.000	-0.001
Noeud	346	136	215	135	210	17
Cas	33	33	33	33	33	33
Mode	5	1	1	1	1	1

Tableau IV.8: Déplacement par rapport Ex

Déplacements - Cas: 34 (Ey) Modes actifs: 1..10; CQC						
	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	0.0	0.0	0.0	0.004	0.000	0.001
Noeud	196	201	185	274	362	274
Cas	34	34	34	34	34	34
Mode	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC
MIN	-0.0	-0.0	-0.0	-0.001	-0.000	-0.000
Noeud	196	126	185	164	362	144
Cas	34	34	34	34	34	34
Mode	1	1	1	7	1	2

Tableau IV.9: Déplacement par rapport Ey

Structure	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	0,01H (cm)	condition
	0,8	4	3,2	10	Vérifie

Tableau IV.10: Vérification du déplacement

IV.9 Conclusion :

Afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la halle à Mansourah à Tlemcen, un modèle 3D en éléments finis a été établi. Ce modèle a servi de base pour élaborer le calcul sismique. La vérification de la période fondamentale de la structure par rapport à la période empirique donnée par le « RPA 99-V 2003 » est vérifiée vu le fait que la structure est flexible. Aussi, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales dépasse les 80% de la résultante des forces sismiques. Enfin, toutes ces vérifications nous permettent de dire que notre structure est stable vis-à-vis des sollicitations sismiques.

Chapitre V : Dimensionnement des éléments secondaires de la structure

V.1 Introduction :

Ce chapitre consiste à dimensionner les éléments secondaires de la structure, tout d'abord nous commençons par le calcul de la section et du diamètre du chéneau, ensuite nous calculons les pannes de couverture et l'échantignole.

V.2 Etude des éléments secondaires :

V.2.1 Calcul des chéneaux :

Le chéneau a pour rôle l'évacuation des eaux pluviales et éviter leur stagnation afin d'assurer une bonne étanchéité de la toiture et de la construction.

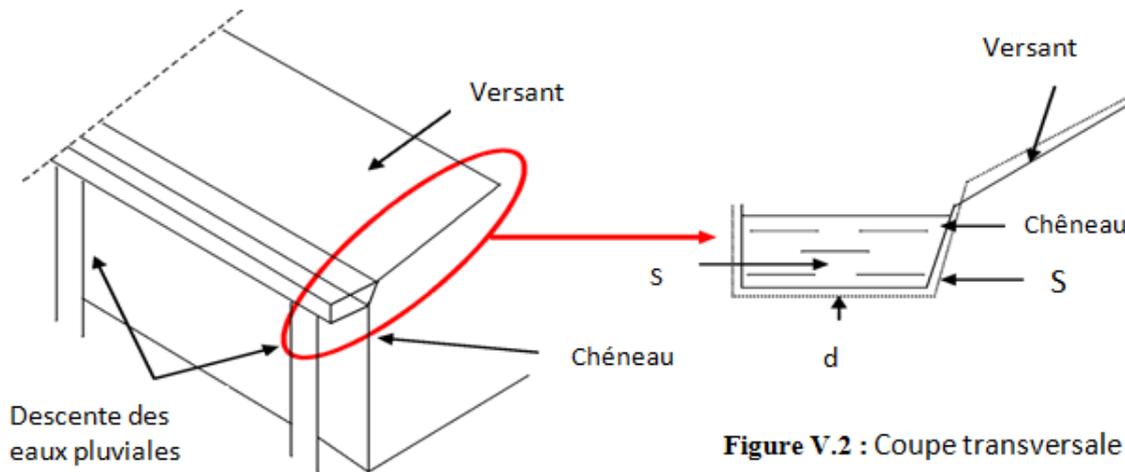


Figure V.1 : chéneau

Figure V.2 : Coupe transversale

V.2.2 Calcul de la Section et du Diamètre du Chéneau :

La section du chéneau sera déterminée comme suit :

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

Avec :

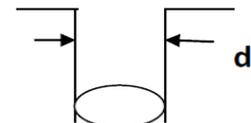


Figure V.3 : Moignon cylindrique

- s : section transversale du chéneau en cm².
- S : surface couverte du chéneau en m².
- d : périmètre de la section mouillée du chéneau en cm.
- p : pente du chéneau.

$$S = 5,05 \times 32,3 = 163,115 \text{ m}^2$$

Suivant les abaques $\begin{cases} s = 375 \text{ cm}^2 \\ d = 19 \text{ cm} \end{cases}$ (ANNEXE C)

V.3 Calcul des pannes de Couverture

Les pannes sont des poutres destinées à supporter la couverture et de transmettre les charges et surcharges s'appliquant sur cette dernière à la traverse ou bien la ferme. Elles sont disposées parallèlement à la ligne de faitage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes, d'exploitation et climatiques.

Elles sont réalisées soit en profilés formés à chaud en I, ou bien en U, soit en profilés formés à froid, dans notre structure nous utiliserons des IPE.

V.3.1 Espacement entre pannes

L'espacement entre pannes est défini en fonction de la portée admissible de la couverture. On suppose un espacement moyen de 1,33 m.

V.3.2 Charges à prendre en considération

- **Charges permanentes** : Poids propre du panneau sandwich : 10,5 kg/m²
 Poids propre du profilé estimés IPE 160 : 15,8 kg/m²
 Poids propre accessoire d'attache : 4 kg/m²
 Espacement entre panne : 1,33 m
 $G = (10,5 + 4) \times 1,33 + 15,8$
 $G = 35,09 \text{ kg/ml}$
 $G = 0,3509 \text{ kN/ml}$
- **Charges d'entretien** : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$
- **Action de la neige** : $S = 0,596 \text{ kN/m}^2$
- **Action du vent** : $V = -1,437 \text{ kN/m}^2$

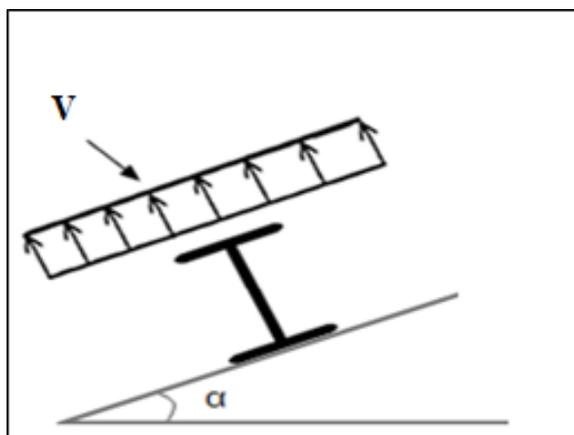


Figure V.4 : Cas de l'effet du vent

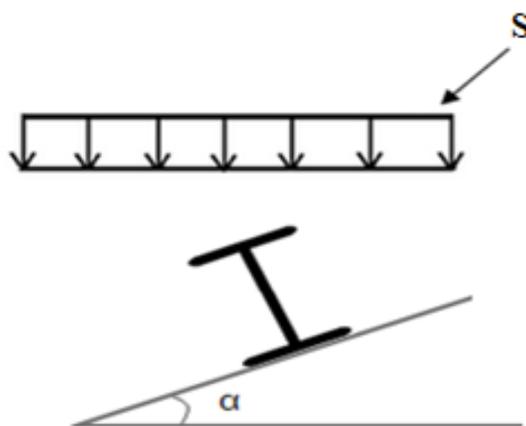


Figure V.5 : Cas de l'effet de neige

V.3.3 Dimensionnement des pannes

Espacement entre pannes : $e = 1,33 \text{ m}$

$$\begin{cases} G = 0,3509 \text{ kN/m} \\ S = 0,596 \times 1,33 = 0,79 \text{ kN/m} \\ V = -1,437 \times 1,33 = -1,911 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\text{Couverture} \begin{cases} G \times \cos(\alpha) = 0,35 \text{ kN/ml} \\ G \times \sin(\alpha) = 0,05 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$\text{Neige} \begin{cases} S \times \cos(\alpha) = 0,78 \text{ kN/ml} \\ S \times \sin(\alpha) = 0,12 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$\text{Vent} \begin{cases} V_z = -1,911 \text{ kN/ml} \\ V_y = 0 \end{cases}$$

$$\text{Charge d'entretien} \begin{cases} Q \times \cos(\alpha) = 0,99 \text{ kN/ml} \\ Q \times \sin(\alpha) = 0,16 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

V.3.4 Calcul des efforts internes

• ELU

1^{ier} cas : Risque de charge d'entretien et de maintenance

Plan y-y

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

$$q_y = 1,35 \times 0,05 + 1,5 \times 0,16$$

$$q_y = 0,31 \text{ kN/ml}$$

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

$$M_{z,sd} = \frac{0,31 \times 2,5^2}{8}$$

$$M_{z,sd} = 0,24 \text{ kN.m}$$

Plan z-z

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

$$q_z = 1,35 \times 0,35 + 1,5 \times 0,99$$

$$q_z = 1,96 \text{ kN/ml}$$

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

$$M_{y,sd} = \frac{1,96 \times 5^2}{8}$$

$$M_{y,sd} = 6,13 \text{ kN.m}$$

2^{ème} cas : Risque de charge de neigePlan y-y

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

$$q_y = 1,35 \times 0,05 + 1,5 \times 0,12$$

$$q_y = 0,25 \text{ kN/ml}$$

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

$$M_{z,sd} = \frac{0,25 \times 2,5^2}{8}$$

$$M_{z,sd} = 0,2 \text{ kN.m}$$

Plan z-z

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

$$q_z = 1,35 \times 0,35 + 1,5 \times 0,78$$

$$q_z = 1,64 \text{ kN/ml}$$

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

$$M_{y,sd} = \frac{1,64 \times 5^2}{8}$$

$$M_{y,sd} = 5,13 \text{ kN.m}$$

3^{ème} cas : Risque de charge du ventPlan y-y

$$q_y = 1,35G$$

$$q_y = 1,35 \times 0,05$$

$$q_y = 0,08 \text{ kN/ml}$$

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

$$M_{z,sd} = \frac{0,08 \times 2,5^2}{8}$$

$$M_{z,sd} = 0,06 \text{ kN.m}$$

Plan z-z

$$q_z = 1,35G + 1,5V$$

$$q_z = 1,35 \times 0,35 + 1,5 \times (-1,911)$$

$$q_z = -2,394 \text{ kN/ml}$$

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

$$M_{y,sd} = \frac{2,394 \times 5^2}{8}$$

$$M_{y,sd} = 7,48 \text{ kN.m}$$

ELS**1^{ier} cas de risque : charge d'entretien et de maintenance**Plan y-y

$$q_y = G + Q$$

$$q_y = 0,05 + 0,16$$

$$q_y = 0,21 \text{ kN/ml}$$

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

$$M_{z,sd} = \frac{0,21 \times 2,5^2}{8}$$

$$M_{z,sd} = 0,16 \text{ kN.m}$$

Plan z-z

$$q_z = G + Q$$

$$q_z = 0,35 + 0,99$$

$$q_z = 1,34 \text{ kN/ml}$$

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

$$M_{y,sd} = \frac{1,34 \times 5^2}{8}$$

$$M_{y,sd} = 4,19 \text{ kN.m}$$

2^{ème} cas : Risque de la neigePlan y-y

$$q_y = G + S$$

$$q_y = 0,05 + 0,12$$

$$q_y = 0,17 \text{ kN/ml}$$

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

$$M_{z,sd} = \frac{0,17 \times 2,5^2}{8}$$

$$M_{z,sd} = 0,13 \text{ kN.m}$$

Plan z-z

$$q_z = G + S$$

$$q_z = 0,35 + 0,78$$

$$q_z = 1,13 \text{ kN/ml}$$

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

$$M_{y,sd} = \frac{1,13 \times 5^2}{8}$$

$$M_{y,sd} = 3,53 \text{ kN.m}$$

3^{ème} cas : Risque de charge du ventPlan y-y

$$q_y = G$$

$$q_y = 0,05$$

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

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

$$M_{z,sd} = \frac{0,05 \times 2,5^2}{8}$$

$$M_{z,sd} = 0,04 \text{ kN.m}$$

Plan z-z

$$q_z = G + V$$

$$q_z = 0,35 + (-1,911)$$

$$q_z = -1,561 \text{ kN/ml}$$

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

$$M_{y,sd} = \frac{1,561 \times 5^2}{8}$$

$$M_{y,sd} = 4,9 \text{ kN.m}$$

On prend le profilé IPE160 :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	Wpl- y cm ³	Wpl- z cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 160	15,8	20,1	160	82	7,4	5	127,2	869	68,3	124	26,1	6,58	1,84

Tableau V.1 : Caractéristiques du profilé IPE 160

V.3.5. Calcul des efforts internes

Condition de flèche (ELS)

Plan (y-y)

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

$$\delta y = \frac{5 \times q_{sy} \times L y^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 0,21 \times 500^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 68,3} = 1,19 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = \frac{L y}{200} = \frac{500}{200} = 2,5 \text{ cm}$$

$$1,19 \text{ cm} < 2,5 \text{ cm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée

Plan (z-z)

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

$$\delta z = \frac{5 \times q_{sz} \times L z^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,56 \times 250^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 869} = 0,04 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = \frac{L z}{200} = \frac{250}{200} = 1,25 \text{ cm}$$

$$0,04 \text{ cm} < 1,25 \text{ cm}$$

→ Condition vérifiée

V.3.5.1 Classe du profilé IPE 160

• Classe de l'âme fléchie

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

Avec :

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

$$\frac{127,2}{5} = 25,44 \leq 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

• Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{82/2}{7,4} = 5,54 \leq 10 \rightarrow \text{La semelle est de classe I}$$

La section globale du profilé **IPE 160** de panne est de **classe I**

V.3.6. Vérification des contraintes

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

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

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

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

$$\begin{cases} M_{z, sd} = 0,24 \text{ kN.m} \\ M_{y, sd} = 7,48 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ny, rd} \\ M_{ny, rd} = M_{ply, rd} \frac{1-n}{1-0,5a} \end{cases}$$

$$\begin{cases} n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \text{ avec } N_{sd} = 0 \text{ donc } n = 0 \\ a = \frac{A - (2.b.tf)}{A} = \frac{2010 - (2 \times 82 \times 7,4)}{2010} = 0,39 < 0,5 \end{cases}$$

$M_{Nz,Rd}$:

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

$$\left(\frac{M_{y,sd} \times \gamma_{m0}}{W_{ply} \times f_y}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,sd} \times \gamma_{m0}}{W_{plz} \times f_y}\right)^1 \leq 1$$

$$\left(\frac{748 \times 10^4 \times 1,1}{124 \times 10^3 \times 235}\right)^2 + \left(\frac{2,4 \times 10^5 \times 1,1}{26,1 \times 10^3 \times 235}\right)^1 \leq 1$$

$$0,12 < 1 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, les pannes en **IPE 160** vérifient les contraintes de la flexion déviée.

V.3.6.1 Résistance de la panne au déversement

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

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

$$M_{brd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

- $\beta_w = 1$ Section de classe I

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(\phi_{Lt} + \sqrt{\phi_{Lt}^2 - \lambda_{LT}^2})}$$

- $\phi_{Lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{Lt}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$
- $\alpha_{Lt} = 0,21$ Pour les profilés laminés
- $\bar{\lambda}_{Lt} = \left[\frac{\lambda_{Lt}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$
- Pour des sections transversales constante et doublement symétrique la valeur de λ_{Lt} s'écrit sous la formule suivante :

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

Avec :

- C_1 Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement : $C_1 = 1,132$ (Annexe B)
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/mm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion = $3,60 \text{ cm}^4$
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement = $3,96 \times 10^{-3} \text{ cm}^6$
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = $68,3 \text{ cm}^4$

$$\lambda_{LT} = \frac{500 \times \left[\frac{124^2}{68,3 \times 3,96 \times 10^{-3}} \right]^{0,25}}{1,132^{0,5} \times \left[1 + \frac{500^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 3,6}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^7 \times 3,96 \times 10^{-3}} \right]^{0,25}} = 130,164$$

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

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{130,164}{93,9} \right] = 1,38$$

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

$\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profils laminés

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,38 - 0,2) + 1,38^2] = 1,58$$

Donc :
$$\chi_{LT} = \frac{1}{(1,58 + \sqrt{1,58^2 + 1,38^2})} = 0,27$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,27 \times 1 \times 124 \times 235 \times 10^2}{1,1} = 9,15 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} = 7,47 \text{ kN.m} \leq M_{b,rd} = 9,15 \text{ kN.m}$$

Donc la stabilité au déversement est assurée.

V.3.6.2 Résistance au voilement par cisaillement

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

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

Avec :

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

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

V.3.6.3 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

La stabilité au flambement sera vérifiée si la condition suivante de règlement « CCM97 » est vérifiée :

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

Avec :

$$A_w = t_w \times (h - 2 \times t_f) = 5 \times (160 - 2 \times 7,4) = 726 \text{ mm}^2 \text{ (aire de l'âme)}$$

$$A_{fc} = b \times t_f = 82 \times 7,4 = 606,8 \text{ mm}^2 \text{ (aire de la semelle comprimée)}$$

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

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

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

$$\mathbf{A} : \begin{cases} k \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{726}{606,8}} = 293,24 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 < 293,24 \end{cases}$$

⇒ Condition vérifiée

Conclusion

Après la vérification, la panne IPE 160 convient à notre structure.

V.4 Calcul 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.

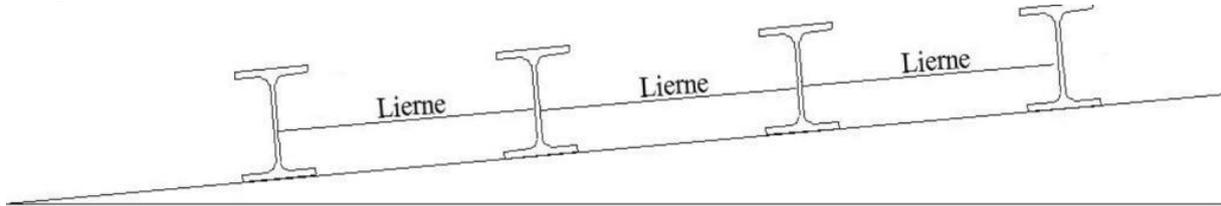
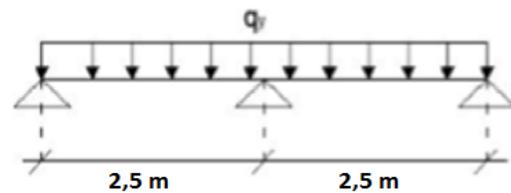


Figure V.6 Coupe transversale des liernes

V.4.1 Les efforts dans les liernes :



$$R = 1,25 \times qy \times ly = 1,25 \times 0,26 \times 2,5 = 0,81 \text{ kN}$$

Effort de traction dans les tronçons de lierne de L1 à L9 :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{0,81}{2} = 0,41 \text{ kN}$$

$$T_2 = R + T_1 = 0,81 + 0,41 = 1,22 \text{ kN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 2,03 \text{ kN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 2,84 \text{ kN}$$

$$T_5 = R + T_4 = 3,65 \text{ kN}$$

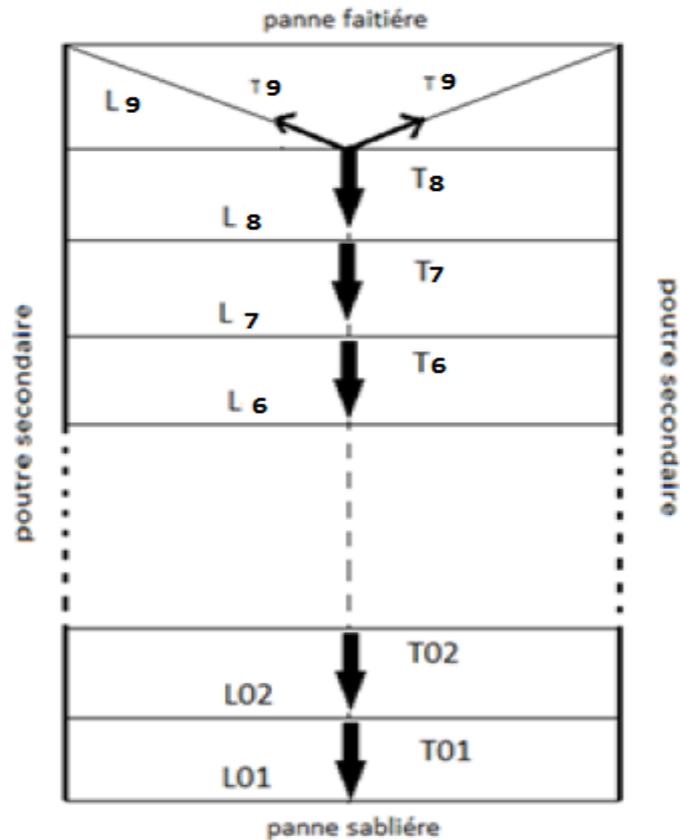
$$T_6 = R + T_5 = 4,46 \text{ kN}$$

$$T_7 = R + T_6 = 5,27 \text{ kN}$$

$$T_8 = R + T_7 = 6,08 \text{ kN}$$

Effort dans les diagonales L9 : $2T_9 \cdot \sin \theta = T_8$

$$\theta = \text{Arctg} \frac{1,33}{2,5} = 28,01$$



$$T9 = \frac{T8}{2 \sin \theta} = \frac{6,08}{2 \sin 28,01} = 6,47 \text{ kN}$$

Remarque :

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

V4.2 Dimensionnement des liernes :

$$N_{sd} \leq N_{PL,rd}$$

Avec :

➤ $N_{PL,rd}$: effort normal résistant = $A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$

➤ N_{sd} : effort normal sollicitant.

$$N_{sd} \leq A_s \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} \rightarrow A_s \geq \frac{6,47 \times 1,1}{235 \times 10^{-3}} = 30,28 \text{ mm}^2 = 0,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\pi \times \phi_{min}^2}{4} \rightarrow \phi_{min}^2 = \frac{4 \times A_{s_{min}}}{\pi} = 0,61 \text{ cm}$$

On choisira donc des liernes de pannes de diamètre ϕ_{10}

Calcul de l'échantignole

L'échantignole est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux traverses, le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement surtout sous l'action de soulèvement du vent.

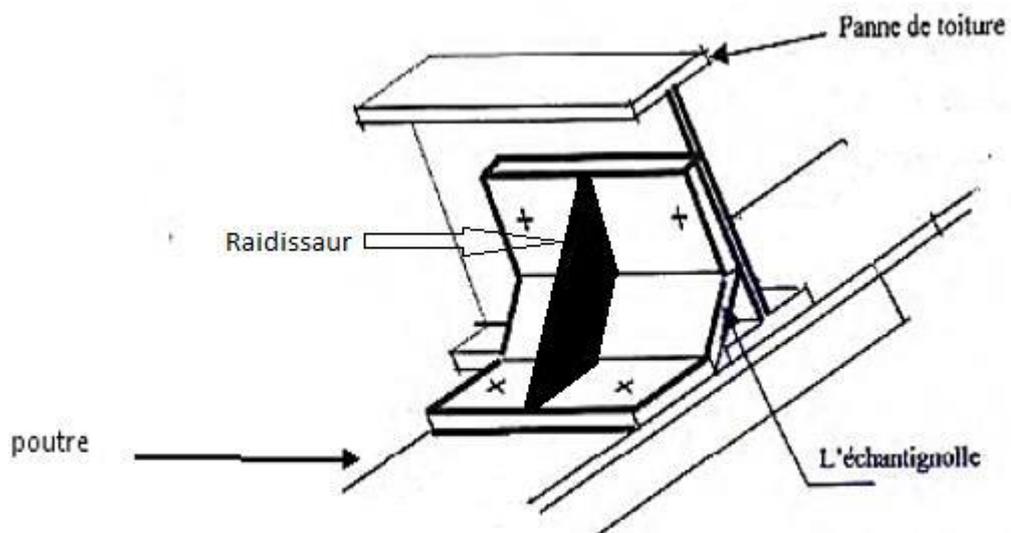


Figure V.7 : Vue en 3D de l'échantignole

On prend une plaque d'épaisseur : $e = 5 \text{ mm}$

Avec un raidisseur d'épaisseur de 5 mm

Chapitre VI: Dimensionnement des Éléments Structuraux principaux

VI.1 Introduction

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

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

VI.2 Justification des traverses

VI.2.1 Charge répartie sur la traverse

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

VI.2.2 Caractéristiques de la traverse

Après introduction des charges sur la structure, le logiciel ROBOT nous a proposé Comme profilé IPE 450 pour les traverses, ses caractéristiques sont les suivantes :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques						
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	Wpl- y cm ³	Wpl- z cm ³	i _y cm	i _z cm	I _t cm ⁴
IPE450	77,6	98,8	450	190	14,6	9,4	378,8	33740	1676	1702	276	18,5	4,12	66,9

Tableau VI.1 : Caractéristiques du profilé IPE450

VI.2.3 Efforts sollicitant

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

- Msd = 306,59 kN.m
- Vsd = 85,77 kN
- Nsd = 67,56 kN

VI.2.4 Classe de la section transversale de la traverse

- Classe de l'âme fléchie

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

Avec :

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

$$\frac{378,8}{9,4} = 40,29 \leq 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

• **Classe de la semelle comprimée**

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

$$\frac{190/2}{14,6} = 6,5 \leq 10 \rightarrow \text{La semelle est de classe I}$$

La section globale du profilé **IPE 450** est de **classe I**

VI.2.5 Vérification de la flèche

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

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel **ROBOT** : $\delta = 2,8$ cm

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{2500}{200} = 12,5 \text{ cm}$$

Avec : L : la longueur de la traverse

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

→ Condition vérifiée

VI.2.6 Condition de résistance de la traverse (moment fléchissant + effort tranchant + effort normal)

• **Cisaillement**

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

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

Avec :

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

$$A_v = 98,8 \times 10^2 - (2 \times 190 \times 14,6) + (9,4 + 2 \times 21) \times 14,6$$

$$A_v = 5082,44 \text{ mm}^2$$

D'où :

$$V_{pl,rd} = \frac{0,58 \times 5082,44 \times 235}{1,1} = 629,76 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 85,77 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 629,76 \text{ kN}$$

Donc on ne tient pas compte de l'effet de l'effort tranchant dans la vérification.

Vérification au flambement

Moment fléchissant + Effort Normal :

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

χ_{\min} : coefficient de réduction minimal pour le flambement

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

Plan (y-y) :

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,36 > 1,2 \text{ mm} \\ tf = 14,6 < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Axe (y-y) : courbe a $\rightarrow \alpha_y = 0,21$ (Annexe C)

• L'élançement λ_y :

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{12660/2}{185} = 34,21$$

• L'élancement réduit $\bar{\lambda}_y$:

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_A)^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{34,21}{93,9} \right] = 0,36 > 0,2$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}}$$

Avec :

$$\phi = 0,5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,36 - 0,2) + 0,36^2] = 0,58$$

Donc :

$$\chi_y = \frac{1}{(0,58 + \sqrt{0,58^2 - 0,36^2})} = 0,97$$

Plan (z-z) :

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{450}{190} = 2,36 > 1,2 \text{ mm} \\ \text{tf} = 14,6 < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \quad (\text{ANNEXE C})$$

Axe (z-z) : courbe b $\rightarrow \alpha_z = 0,34$ (ANNEXE C)

• L'élancement λ_z :

$$\lambda_z = \frac{I_f}{i_z} = \frac{12660/2}{41,2} = 153,64$$

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

• L'élancement réduit $\bar{\lambda}_z$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_A)^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{153,64}{93,9} \right] = 1,63 > 0,2$$

Donc : χ_z est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b.

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}}$$

$$\begin{aligned}\phi &= 0,5 [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \\ \phi &= 0,5 \times [1 + 0,34 \times (1,63 - 0,2) + 1,63^2] = 2,07\end{aligned}$$

Donc :

$$\chi_z = \frac{1}{(2,07 + \sqrt{2,07^2 - 1,63^2})} = 0,29$$

Donc :

$$\chi_{\min} = \text{Min}(0,97; 0,29) = 0,29$$

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

$$\mu_y = \lambda \bar{y} \times (2 \times \beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right) \quad \text{mais } \mu_y \leq 0,9$$

$$\beta_{My} = 1,8$$

D'où :

$$\mu_y = 0,36 \times (2 \times 1,8 - 4) + \left(\frac{1702000 - 1500000}{1500000} \right)$$

$$\mu_y = -0,0093$$

$$K_y = 1 - \frac{-0,0093 \times 67560}{0,97 \times 9880 \times 235}$$

$$K_y = 1,0002$$

Donc :

$$0,29 \times \frac{67560}{9880 \times 235} + \frac{1,0002 \times 306590000}{1702000 \times 235} \leq 1$$

$$0,95 < 1$$

Donc la traverse résiste au flambement

• Vérification au déversement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{z, sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

• Calcul de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}}$$

- $\phi_{Lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{Lt}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$
-
- $\alpha_{Lt} = 0,21$ Pour les profilés laminés
- $\bar{\lambda}_{Lt} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w}$
- $\beta_w = 1$ Section de classe I
- Pour des sections transversales constante et doublement symétrique la valeur de λ_{Lt} s'écrit sous la formule suivante :

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

Avec :

- C_1 Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement : $C_1 = 1,285$ (Annexe C)
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/mm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion = $66,9 \times 10^4 \text{ mm}^4$
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement = $791 \times 10^9 \text{ mm}^6$
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = $1676 \times 10^4 \text{ mm}^4$
- • L : longueur de la traverse = 12660 mm

$$\lambda_{LT} = \frac{12660 \times \left[\frac{(1702 \times 10^3)^2}{1676 \times 10^4 \times 791 \times 10^9} \right]^{0,25}}{1,285^{0,5} \times \left[1 + \frac{12660^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 66,9 \times 10^4}{3,14^2 \times 21 \times 10^4 \times 791 \times 10^9} \right]^{0,25}} = 50,32$$

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

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{50,32}{93,9} \right] = 0,54 > 0,4$$

➔ donc il y a risque de déversement

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

$\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profils laminés

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,54 - 0,2) + 0,54^2] = 0,68$$

Donc :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(0,68 + \sqrt{0,68^2 - 0,54^2})} = 0,91$$

- $k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{X_z \times A \times F_y}$ mais $k_{LT} \leq 1$
- $\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15$ mais $\mu_{LT} \leq 0,9$
- $\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7 \psi$

$$\text{Avec } \psi = \frac{M_{\max}}{M_{\min}} = \frac{306,59}{231,56} = 1,32$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - (0,7 \times 1,32) = 0,876$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,63 \times 0,876 - 0,15 = -0,3$$

$$K_{Lt} = 1 - \frac{-0,3 \times 67560}{0,29 \times 9880 \times 235}$$

$$K_{Lt} = 1,03 \quad \text{Donc on prend } K_{Lt} = 1$$

Donc on calcule :

$$\frac{67560}{0,29 \times \frac{9880 \times 235}{1,1}} + \frac{1 \times 306590000}{0,91 \times \frac{1702000 \times 235}{1,1}} \leq 1$$

$$1,03 \leq 1$$

La section de la traverse IPE 450 résiste au déversement

Conclusion : la traverse IPE 450 est stable et elle vérifie vis-à-vis du flambement et au déversement

VI.3 Justification des sablières

VI.3.1 Caractéristiques de la sablière

Après introduction des charges sur la structure, le logiciel ROBOT nous a proposé comme profilé HEA 120 pour les sablières, ses caractéristiques sont les suivantes

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques						
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	Wpl- y cm ³	Wpl- z cm ³	i _y cm	i _z cm	I _t cm ⁴
HEA 120	19,9	25,3	114	120	8	5	74	606,2	230,9	119,5	58,85	4,89	3,02	5,99

Tableau VI.2 : Caractéristiques du profilé HEA 120

VI.3.2 Efforts sollicitants

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

$$M_{sd} = 0,43 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 104,04 \text{ kN}$$

VI.3.3 Classe de la section transversale de la sablière

Classe de l'âme fléchie

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

Avec :

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

$$\frac{74}{5} = 14,8 \leq 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

• Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{120/2}{8} = 7,5 \leq 10 \rightarrow \text{La semelle est de classe I}$$

La section globale du profilé **HEA 120** est de **classe I**

VI.3.4 Vérification de la flèche

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

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel **ROBOT** : $\delta = 0,1 \text{ cm}$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{500}{200} = 2,5 \text{ cm}$$

Avec : L : la longueur de la sablière

Donc :

$$\delta \leq \delta_{\max} \text{ Condition vérifiée}$$

VI.3.5 Condition de résistance :**VI.3.5.1 Moment fléchissant + Effort normal**

$$\frac{.N_{sd}}{\chi_{\min} \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{sd}}{\frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

χ_{\min} : coefficient de réduction minimal pour le flambement

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

Plan (y-y) :

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{114}{120} = 0,95 < 1,2 \text{ mm} \\ \text{tf} = 8 < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Axe (y-y) : courbe b $\rightarrow \alpha_y = 0,34$ (Annexe C)

• L'élancement λ_y :

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{5000}{48,9} = 102,25$$

• L'élancement réduit $\bar{\lambda}_y$:

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_w)^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{102,25}{93,9} \right] = 1,08 > 0,2$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_y]^{0,5}}$$

Avec :

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (1,08 - 0,2) + 1,08^2] = 1,23$$

Donc :

$$\chi_y = \frac{1}{(1,23 + \sqrt{1,23^2 - 1,08^2})} = 0,55$$

Plan (z-z) :

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{114}{120} = 0,95 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 8 < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Axe (z-z) : courbe c $\rightarrow \alpha_z = 0,49$ (Annexe C)

• L'élanement λ_z :

$$\lambda_z = \frac{I_f}{i_z} = \frac{5000}{30,2} = 165,56$$

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

• L'élanement réduit $\bar{\lambda}_z$:

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_A)^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{165,56}{93,9} \right] = 1,76 > 0,2$$

Donc : χ_z est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b.

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_z]^0,5}$$

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

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (1,76 - 0,2) + 1,76^2] = 2,43$$

Donc :

$$\chi_z = \frac{1}{(2,43 + \sqrt{2,43^2 - 1,76^2})} = 0,24$$

Donc :

$$\chi_{\min} = \text{Min}(0,55 ; 0,24) = 0,24$$

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

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

$$\beta_{My} = 1,8$$

D'où :

$$\mu_y = 1,08 \times (2 \times 1,8 - 4) + \left(\frac{119500 - 106300}{106300} \right)$$

$$\mu_y = -0,3$$

$$K_y = 1 - \frac{-0,3 \times 104040}{0,55 \times 2530 \times 235}$$

$$K_y = 1,09$$

Donc :

$$\frac{104040}{0,24 \times \frac{2530 \times 235}{1,1}} + \frac{1,09 \times 430000}{\frac{119500 \times 235}{1,1}} \leq 1$$

$$0,82 < 1$$

Conclusion :

Le profilé en HEA 120 convient pour notre sablière.

VI.4 Justification des poteaux

Après plusieurs essais, le profilé HEB 280 résiste aux sollicitations qui lui sont appliquées

VI.4.1 Efforts sollicitant

$$M_{sd} = 306,59 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 127,7 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 63,57 \text{ kN}$$

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques						
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm	I _t cm ⁴
HEB 280	103	131,4	280	280	18	10,5	196	19270	6595	1534	717,6	12,11	7,09	143,7

Tableau VI.3 : Caractéristiques du profilé HEB 280

VI.4.2 Classe de la section transversale du poteau

• Classe de l'âme fléchie

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

Avec :

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

$$\frac{196}{10,5} = 18,67 \leq 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

• Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{280/2}{18} = 7,78 \leq 10 \rightarrow \text{La semelle est de classe I}$$

La section globale du profilé **HEB 280** est de **classe I**

VI.4.3 Vérification de la flèche

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

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel **ROBOT** : $\delta = 1,5 \text{ cm}$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{1000}{200} = 5 \text{ cm}$$

Avec : L : la longueur de Poteau

Donc : $\delta \leq \delta_{\max}$ **Condition vérifiée**

VI.4.4 Condition de résistance du Poteau (effort normal + moment fléchissant + effort tranchant)

• Cisaillement

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

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

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

$$A_v = 131,4 \times 10^2 - (2 \times 280 \times 18) + (10,5 + 2 \times 24) \times 18$$

$$A_v = 4113 \text{ mm}^2$$

D'où :

$$V_{pl,rd} = \frac{0,58 \times 4113 \times 235}{1,1} = 509,64 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 127,7 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 509,64 \text{ kN}$$

Donc on ne tient pas compte de l'effet de l'effort tranchant dans la vérification.

Vérification au flambement

Moment fléchissant + Effort Normal :

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

χ_{\min} : coefficient de réduction minimal pour le flambement

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

Plan (y-y) :

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{280}{280} = 1 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 18 < 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Axe (y-y) : courbe b $\rightarrow \alpha_y = 0,34$ (Annexe C)

• L'élanement λ_y :

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{10000/2}{121,1} = 41,29$$

• L'élanement réduit $\bar{\lambda}_y$:

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_A)^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[\frac{41,29}{93,9} \right] = 0,44 > 0,2$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_y]^0,5}$$

Avec :

$$\phi = 0,5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,44 - 0,2) + 0,44^2] = 0,64$$

Donc :

$$\chi_y = \frac{1}{(0,64 + \sqrt{0,64^2 - 0,44^2})} = 0,9$$

Plan (z-z) :

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{280}{280} = 1 < 1,2 \text{ mm} \\ \text{tf} = 18 < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Axe (z-z) : courbe c $\rightarrow \alpha_z = 0,49$ (Annexe C)

• L'élancement λ_z :

$$\lambda_z = \frac{I_f}{i_z} = \frac{10000/2}{70,9} = 70,52$$

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

• L'élancement réduit $\bar{\lambda}_z$:

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_A)^{0,5}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{70,52}{93,9} \right] = 0,75 > 0,2$$

\rightarrow il y a risque de flambement

Donc : χ_z est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b.

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_z]^0,5}$$

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

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,75 - 0,2) + 0,75^2] = 0,92$$

Donc :

$$\chi_z = \frac{1}{(0,92 + \sqrt{0,92^2 - 0,75^2})} = 0,69$$

Donc :

$$\chi_{\min} = \text{Min} (0,9 ; 0,69) = 0,69$$

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

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

$$\beta_{My} = 1,8$$

D'où :

$$\mu_y = 0,44 \times (2 \times 1,8 - 4) + \left(\frac{1534000 - 1376000}{1376000} \right)$$

$$\mu_y = -0,06$$

$$K_y = 1 - \frac{-0,06 \times 63570}{0,9 \times 13140 \times 235}$$

$$K_y = 1,001$$

Donc :

$$\frac{63570}{0,69 \times \frac{13140 \times 235}{1,1}} + \frac{1,001 \times 306590000}{\frac{1534000 \times 235}{1,1}} \leq 1$$

$$0,96 < 1$$

La section résiste au flambement

• Vérification au déversement

$$\frac{M_{sd}}{\chi_z \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

• Calcul de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}}$$

- $\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$
- $\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profilés laminés.
- $\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_w)^{0,5}$
- $\beta_w = 1$ Section de classe I

- Pour des sections transversales constante et doublement symétrique la valeur de λ_{LT} s'écrit sous la formule suivante :

$$\lambda_{LT} = \frac{L \times \left[\frac{w_{pl,y}^2}{I_z I_w} \right]^{0.25}}{(C_1)^{0.5} \cdot \left[1 + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0.25}}$$

Avec :

- C_1 : Facteur dépendant de condition de charge et d'encastrement : $C_1 = 1,285$ (Annexe C)
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/mm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion = $143,7 \times 10^4 \text{ mm}^4$
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement = $1130 \times 10^9 \text{ mm}^6$
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = $6595 \times 10^4 \text{ mm}^4$
- L : longueur du poteau = 10000 mm

$$\lambda_{LT} = \frac{10000 \times \left[\frac{(1534 \times 10^3)^2}{6595 \times 10^4 \times 1130 \times 10^9} \right]^{0.25}}{1,285^{0.5} \times \left[1 + \frac{10000^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 143,7 \times 10^4}{3,14^2 \times 21 \times 10^4 \times 1130 \times 10^9} \right]^{0.25}} = 24,92$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_w)^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{24,92}{93,9} \right] = 0,27 > 0,4 \text{ il y a risque de déversement}$$

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

$$\alpha_{LT} = 0,21 \quad \text{Pour les profilés laminés.}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,27 - 0,2) + 0,27^2] = 0,54$$

Donc :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(0,54 + \sqrt{0,54^2 - 0,27^2})} = 0,99$$

$$\bullet \quad k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{X_z \times A \times F_y} \quad \text{mais } k_{LT} \leq 1$$

$$\bullet \quad \mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15 \quad \text{mais } \mu_{LT} \leq 0,9$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7 \psi \text{ (Annexe C)}$$

$$\text{Avec } \psi = \frac{M_{\max}}{M_{\min}} = \frac{306,59}{193,35} = 1,59$$

$$\beta_{MLT} = 1,8 - (0,7 \times 1,59) = 0,69$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,75 \times 0,69 - 0,15 = -0,07$$

$$K_{Lt} = 1 - \frac{-0,07 \times 63570}{0,69 \times 13140 \times 235}$$

$$K_{Lt} = 1,002 \quad \text{Donc on prend } K_{Lt} = 1$$

Donc on calcule :

$$\frac{63570}{0,69 \times \frac{13140 \times 235}{1,1}} + \frac{1 \times 306590000}{0,99 \times \frac{1534000 \times 235}{1,1}} \leq 1$$

$$0,97 < 1$$

La section du poteau HEB 280 résiste au déversement

Conclusion :

La section HEB 280 convient comme profilé

VI.5. Justification des stabilités

On choisit un double profilé en **2L90x90x9** et on vérifie sa résistance.

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

Avec : $N_{c,sd} = 167,49$ kN (obtenue par le logiciel **ROBOT**)

VI.5.1 Les éléments tractés

VI.5.1.1 Vérification au flambement

$$N_{t,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$N_{t,Rd}$: Résistance au flambement

L : longueur de flambement = 7,41 m,

$$L = \frac{7,41}{2} = 3,705 \text{ m}$$

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

$\gamma_{m1} = 1,1$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_W)^{0,5}$$

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

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

Axe (y-y) : courbe c $\rightarrow \alpha = 0,49$ (ANNEXE C)

Axe (z-z) : courbe c $\rightarrow \alpha = 0,49$ (ANNEXE C)

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{I_f}{I_y} = \frac{1}{I_y} = \frac{370,5}{2,73} = 135,71 \rightarrow \bar{\lambda}_y = 1,45$$

• **Plan (z-z) :**

$$\lambda_z = \frac{I_f}{I_z} = \frac{1}{I_z} = \frac{370,5}{2,73} = 135,71 \rightarrow \bar{\lambda}_z = 1,45$$

$$\bar{\lambda} = \text{Max} (\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = 1,45$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (1,45 - 0,2) + 1,45^2] = 1,87$$

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

$$\chi = \frac{1}{(1,87 + \sqrt{1,87^2 - 1,45^2})} = 0,33$$

D'où :

$$N_{t,Rd} = 0,33 \times \frac{2 \times 1550 \times 235}{1,1} = 218,55 \text{ kN}$$

$$N_{t,sd} = 167,49 \text{ kN} < N_{t,Rd} = 218,55 \text{ kN}$$

Conclusion : la section résiste au flambement

VI.5.1.2 Résistance plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{2 \times 1550 \times 235}{1,1} = 662,27 \text{ kN} > 218,55 \text{ kN}$$

VI.5.1.3 Résistance ultime

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

$$A_{net} = 1550 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times \frac{2 \times 1550 \times 360}{1,25} = 803,52 \text{ kN}$$

VI.5.1.4 Résistance plastique de calcul de la section nette

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{1550 \times 235}{1,1} = 331,14 \text{ kN}$$

VI.5.1.5 Vérification

$$\min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}) = 331,14 \text{ kN} > 167,49 \text{ kN}$$

On peut conclure que la palée de stabilité en **2L90x90x9** résiste aux phénomènes d'instabilité.

VI.6 Justification des poutres au vent (contreventements)

On choisit une cornière en **L90x90x9** et on vérifie sa résistance.

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

Avec : $N_{t,sd} = 142,42 \text{ kN}$ (obtenue par le logiciel **ROBOT**)

VI.6.1 Les éléments tractés**VI.6.1.1 Vérification au flambement**

$$N_{t,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$N_{t,Rd}$: Résistance au flambement

L : longueur de flambement = 6,40 m

$$L = \frac{6,40}{2} = 3,2 \text{ m}$$

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

$\gamma_{m1} = 1,1$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot (\beta_w)^{0.5}$$

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

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

Axe (y-y) : courbe c $\rightarrow \alpha = 0,49$ (ANNEXE C)

Axe (z-z) : courbe c $\rightarrow \alpha = 0,49$ (ANNEXE C)

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{1}{i_y} = \frac{320}{2,73} = 117,22 \rightarrow \bar{\lambda}_y = 1,25$$

• Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{1}{i_z} = \frac{320}{2,73} = 117,22 \rightarrow \bar{\lambda}_z = 1,25$$

$$\bar{\lambda} = \text{Max}(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = 1,25$$

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

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (1,25 - 0,2) + 1,25^2] = 1,54$$

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

$$\chi = \frac{1}{(1,54 + \sqrt{1,54^2 - 1,25^2})} = 0,40$$

D'où :

$$N_{t,Rd} = 0,40 \times \frac{2 \times 1550 \times 235}{1,1} = 264,90 \text{ kN}$$

$$N_{t,sd} = 142,42 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 264,90 \text{ kN}$$

La section résiste au flambement

VI.6.1.2 Résistance plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{1550 \times 235}{1,1} = 331,14 \text{ kN} > 264,9 \text{ kN}$$

VI.6.1.3 Résistance ultime

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

$$A_{net} = 1550 \text{ cm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times \frac{1550 \times 360}{1,25} = 401,76 \text{ kN}$$

VI.6.1.4 Vérification

Min ($N_{pl,Rd}$, $N_{u,Rd}$) = 331,14 kN > 142,42 kN **Condition vérifiée**

On peut conclure que les poutres au vent en **L90x90x9** résistent aux phénomènes d'instabilité.

VI.7 Conclusion

Ce chapitre résume les résultats du dimensionnement des éléments de la structure par rapport aux efforts sollicitant comme présentés sur le tableau ci-dessous.

Eléments de la structure	Profilés
Poteaux	HEB 280
Traverses	IPE 450
Sablières	HEA 120
Contreventements	L90x90x9
Stabilités	2L90x90x9

Tableau VI.4 : Elément de la structure

Chapitre VII : Calcul des assemblages

VII.1 Introduction

La conception et le calcul des assemblages ont une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces constituant la structure. En effet, les assemblages constituent un dispositif qui permet de réunir et de solidariser les pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement **CCM97** (ANNEXE D)

VII.2 Liaison Poteau-Traverse (HEB280-IPE450)

L'assemblage poteau-traverse est réalisé à l'aide d'une soudure d'une platine à l'extrémité de la traverse pour permettre son assemblage à l'aile d'un poteau par boulonnage et on soude une plaque sur l'âme du poteau pour une bonne résistance au cisaillement .

On installe aussi un jarret sous la traverse pour assurer une meilleure résistance aux flexions, ce qui permet d'obtenir un bras de levier suffisamment résistant.

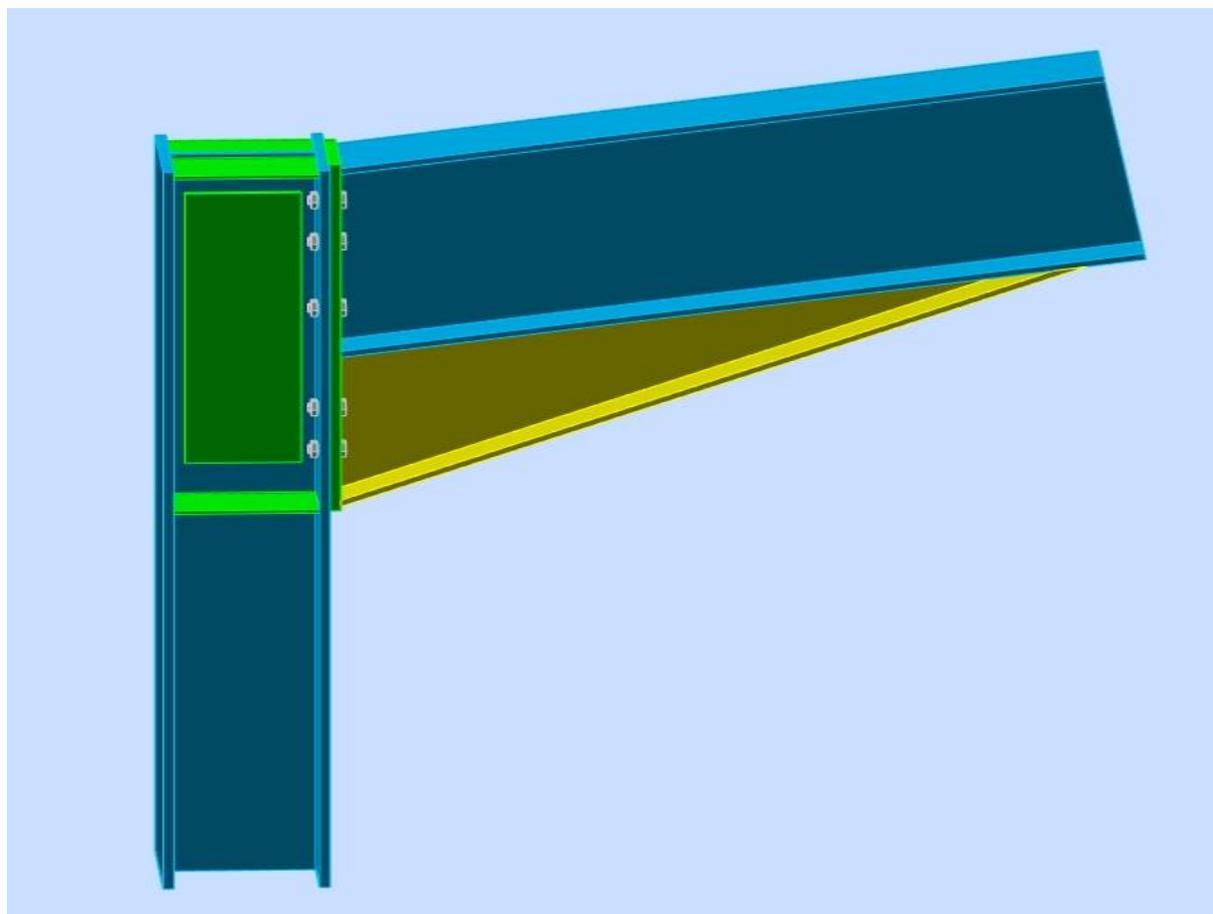


Figure VII.1 : Vue 3D de l'assemblage poteau-traverse (**HEB280-IPE 450**)

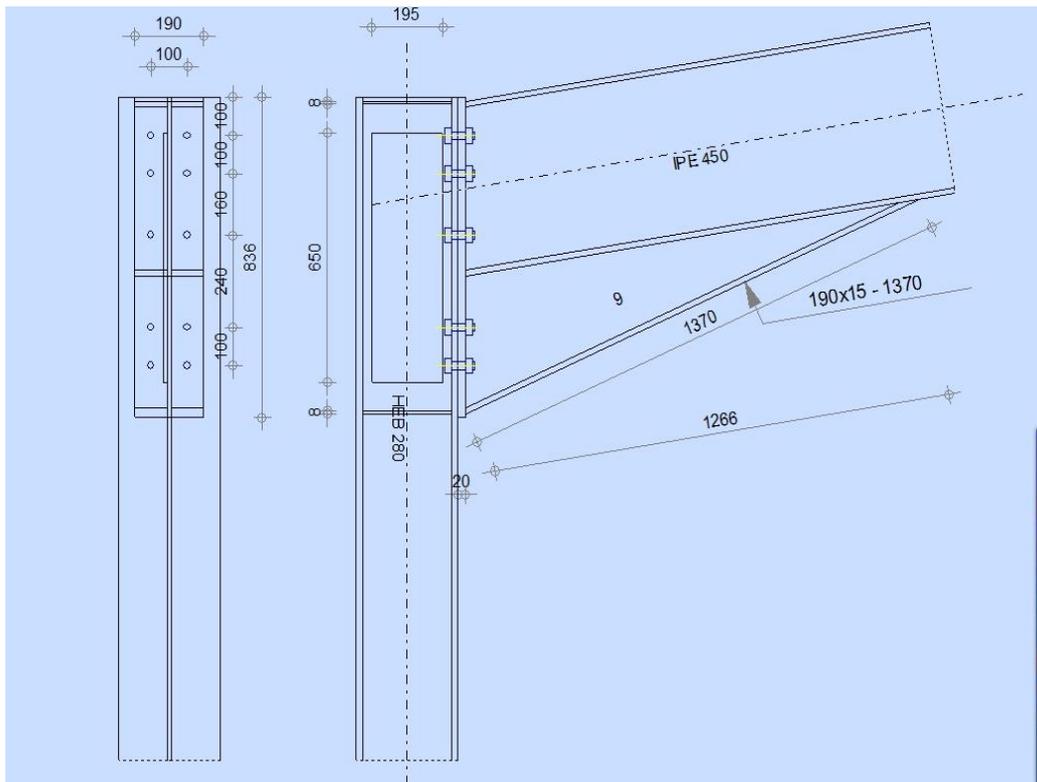


Figure VII.2 : Détail de l'assemblage poteau-traverse (HEB 280–IPE 450)

VII.2.1 Efforts Sollicitant

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

- $N_{sd} = 108,89 \text{ kN}$
- $V_{sd} = 97,67 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 348,24 \text{ kN.m}$

Epaisseur de la platine : $t = 20 \text{ mm}$

On prend un cordon de soudure d'épaisseur $a = 11 \text{ mm}$

VII.2.2 Soudure de la platine

VII.2.2.1 Soudure de la semelle tendue

$$N_d \leq R_s$$

Avec :

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{348,24 \times 10^3}{450} + 108,89 = 882,76 \text{ kN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 11 \times \sqrt{2} \times 380 \times 10^{-3}}{1,1} = 884,02 \text{ kN}$$

$$N_d = 882,76 \text{ kN} < R_s = 884,02 \text{ kN}$$

→ Condition vérifiée

VII.2.2.2 Soudure de l'âme

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 11 \times \sqrt{2} \times 757,6 \times 10^{-3}}{1,1} = 1762,46$$

$$V_{sd} = 97,67 \text{ kN} < R_s = 1762,46 \text{ kN}$$

→ Condition vérifiée

VII.2.3 Disposition constructives

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 5 boulons 8.8 $\Phi 20$ mm.

VII.2.3.1 Pince longitudinale e_1

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

Avec :

$$- d_0 = \Phi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$- t = 20 \text{ mm}$$

$$26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 100 \text{ mm}$

VII.2.3.2 Pince transversale e_2

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

$$33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 100 \text{ mm}$

VII.2.4 Calcul des boulons sollicités en traction

$$F_{t,rd} \geq N_{sd}$$

$$F_{t,rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times 0,9}{\gamma_{Mb}} = \frac{800 \times 245 \times 0,9 \times 10^{-3}}{1,5} = 117,6 \text{ kN}$$

$$F_{t,rd} = 117,6 \text{ kN} > N_{sd} = 108,89 \text{ kN}$$

Les boulons résistent en traction

VII.2.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement

Nombre de boulons : 10

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$$

Avec :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 800 \times 245 \times 10^{-3}}{1,25} = 94,08 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{sd}}{10} = \frac{97,67}{10} = 9,767 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = 9,767 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 94,08 \text{ kN}$$

Les boulons résistent au cisaillement

VII.2.6 Vérification de la pression diamétrale

Nombre de boulons : 10

$$F_{b,Ed} \leq F_{b,Rd}$$

Avec :

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{M2}} = 2,5 \times 360 \times 22 \times \frac{20 \times 10^{-3} \times 10}{1,25} = 3168 \text{ kN}$$

$$V_d = 19,54 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 3168 \text{ kN}$$

Les boulons résistent à la pression diamétrale

Conclusion : l'assemblage poteau traverse est stable

VII.3.1 Efforts Sollicitant

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

- $N_{sd} = 6,6$ kN
- $V_{sd} = 0,95$ kN
- $M_{sd} = 269,44$ kN.m

Epaisseur de la platine : $t = 20$ mm

On prend un cordon de soudure d'épaisseur $a = 11$ mm

VII.3.2 Soudure de la platine

VII.3.2.1 Soudure de la semelle tendue

$$N_d \leq R_s$$

Avec :

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{269,44 \times 10^3}{450} + 6,6 = 605,36 \text{ kN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 11 \times \sqrt{2} \times 380 \times 10^{-3}}{1,1} = 884,02 \text{ kN} =$$

$$N_d = 605,36 \text{ kN} < R_s = 884,02 \text{ kN}$$

→ Condition vérifiée

VII.3.2.2 Soudure de l'âme

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 11 \times \sqrt{2} \times 757,6 \times 10^{-3}}{1,1} = 1762,46$$

$$V_{sd} = 0,95 \text{ kN} < R_s = 1762,46 \text{ kN}$$

→ Condition vérifiée

VII.3.3 Disposition constructives

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 5 boulons $8.8 \Phi 20$ mm.

VII.3.3.1 Pince longitudinale e_1

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

Avec :

$$- d_0 = \Phi + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$- t = 20 \text{ mm}$$

$$26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 100$ mm

VII.3.3.2 Pince transversale e_2

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

$$33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 100 \text{ mm}$

VII.3.4 Calcul des boulons sollicités en traction

$$F_{t,Rd} \geq N_{sd}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times 0,9}{\gamma_{Mb}} = \frac{800 \times 245 \times 0,9 \times 10^{-3}}{1,5} = 117,6 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = 117,6 \text{ kN} > N_{sd} = 6,6 \text{ kN}$$

Les boulons résistent a la traction

VII.3.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$$

Avec :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 800 \times 245 \times 10^{-3}}{1,25} = 94,08 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{sd}}{10} = \frac{0,95}{10} = 0,095 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = 0,095 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 94,08 \text{ kN}$$

Les boulons résistent au cisaillement

VII.3.6 Vérification de la pression diamétrale

$$F_{b,Ed} \leq F_{b,Rd}$$

Avec :

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{m2}} = 2,5 \times 360 \times 22 \times \frac{20 \times 10^{-3} \times 10}{1,25} = 3168 \text{ kN}$$

$$V_d = 0,95 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 3168 \text{ kN}$$

Les boulons résistent a la pression diamétrale

Conclusion :

L'assemblage traverse-traverse résiste

VII.4 Assemblage Poteau – Sablière (HEB 280– HEA120)

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de l'âme de la sablière à l'aide d'une platine soudée avec l'âme du poteau et un renfort soudé sur l'âme du poteau et boulonné sur la semelle de la sablière

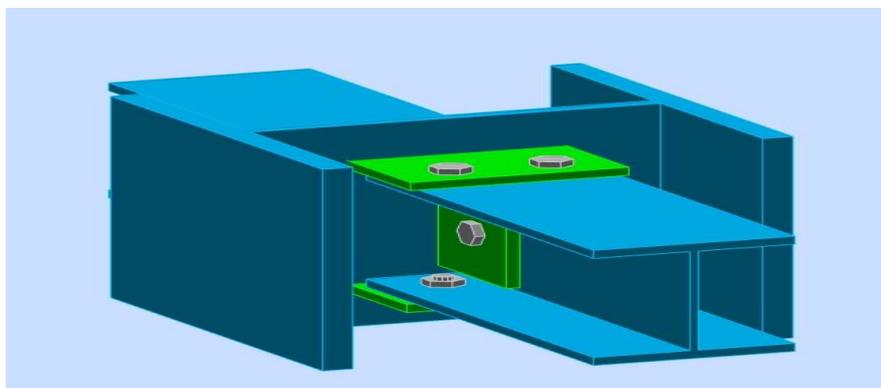


Figure VII.5 : Assemblage poteau-sablière (HEB 280–HEA120)

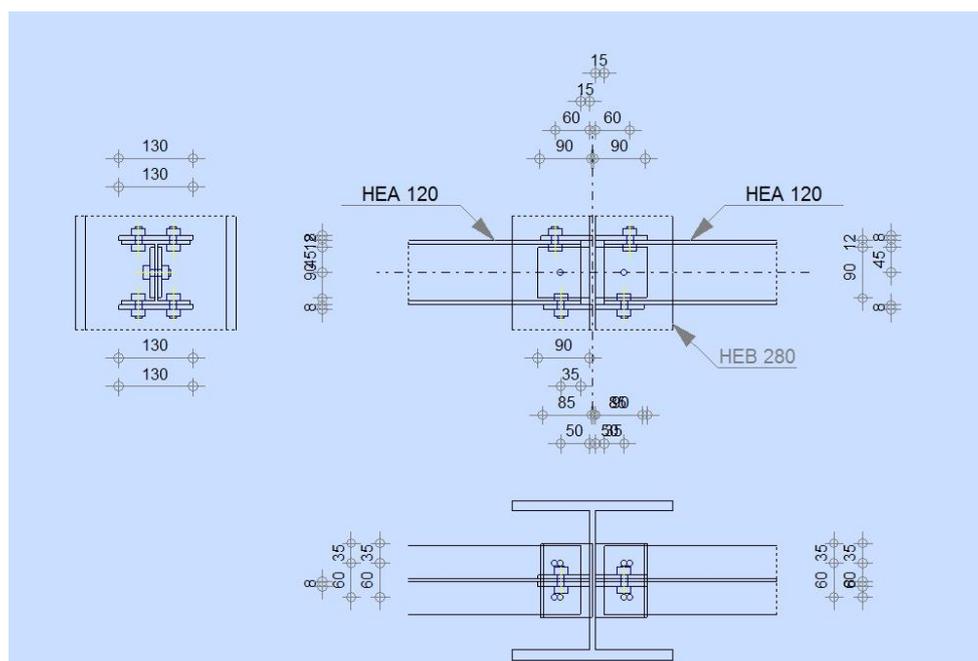


Figure VII.6 : Détail de l'assemblage poteau-sablière (HEB 280–HEA120)

VII.4.1 Efforts Sollicitant

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

- $N_{sd} = 124,13 \text{ kN}$
- $V_{sd} = 0,3 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 0 \text{ kN.m}$

VII.4.2 caractéristiques de la platine

Epaisseur de la platine : $t=8$ mm

La hauteur de la platine : $h=90$ mm

La longueur du plan de cisaillement : $l=90$ mm

Le diamètre de trou $d_0=18$ mm

VII.4.3 caractéristiques du renfort

Epaisseur du renfort : $t=8$ mm

La hauteur du renfort : $h=130$ mm

La longueur du plan de cisaillement : $l=130$ mm

Le diamètre de trou $d_0=18$ mm

VII.4.4 Disposition constructive de la platine

L'assemblage est réalisé avec une file de 1 boulon $\varnothing 16$ classe 6.8

$t = \min(t_w ; t_{\text{platine}}) = \min(5 ; 8) = 5$ mm

$d_0 = \varnothing + 2 = 18$ mm

• Pinces (e_2) :

On prend $e_2 = 35$ mm

VII.4.5 Disposition constructive du renfort

L'assemblage est réalisé avec une file de 2 boulons $\varnothing 20$ classe 8.8

$t = \min(t_w ; t_{\text{renfort}}) = \min(5 ; 8) = 5$ mm

$d_0 = \varnothing + 2 = 18$ mm

• Pinces (e_2)

On prend $e_2 = 50$ mm

VII.4.6 vérification à la traction

VII.4.6.1 vérification à la traction de la platine

Nombre de plan de cisaillement : 2

$$F_{t,rd} \geq \frac{N_{sd}}{2}$$

$$F_{t,rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times 0,9}{\gamma_{M2}} = \frac{600 \times 157 \times 0,9 \times 10^{-3}}{1,25} = 67,82 \text{ kN}$$

$$F_{t,rd} = 67,82 \text{ kN} > \frac{N_{sd}}{2} = 62,06 \text{ kN}$$

la platine résiste a la traction

VII.4.6.2 vérification à la traction du renfort

Nombre de plan de cisaillement : 1

$$F_{t,Rd} \geq N_{sd}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times 0,9}{\gamma_{M2}} = \frac{800 \times 245 \times 0,9 \times 10^{-3}}{1,25} = 141,12 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = 141,12 \text{ kN} > N_{sd} = 124,13 \text{ kN}$$

Le renfort résiste à la traction

VII.4.7 vérification au cisaillement

VII.4.7.1 Calcul des boulons sollicités au cisaillement dans la platine

Nombre de plan de cisaillement : 2

$$\frac{F_{v,Ed}}{2} \leq F_{v,Rd}$$

Avec :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,5 \times 600 \times 157 \times 10^{-3}}{1,25} = 37,68 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{V_{sd}}{2} = \frac{0,3}{2} = 0,15 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = 0,15 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 37,68 \text{ kN}$$

Les boulons résiste au cisaillement

VII.4.7.2 Calcul des boulons sollicités au cisaillement dans le renfort

Nombre de boulon : 2

$$\frac{F_{v,Ed}}{2} \leq F_{v,Rd}$$

Avec :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 800 \times 245 \times 10^{-3}}{1,25} = 94,08 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{Vsd}{2} = \frac{0,3}{2} = 0,15 \text{ kN}$$

$$F_{v,Ed} = 0,15 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 94,08 \text{ kN}$$

Les boulons résiste au cisaillement

VII4.8 Vérification de la pression diamétrale

VII4.8.1 Vérification de la pression diamétrale de la platine

$$F_{b,Ed} \leq F_{b,Rd}$$

Avec :

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{m2}} = 2,5 \times 360 \times 16 \times \frac{5 \times 10^{-3}}{1,25} = 57,6 \text{ kN}$$

$$V_d = 0,3 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 57,6 \text{ kN}$$

La platine résiste à la pression diamétrale

VII4.8.2 Vérification de la pression diamétrale du renfort

$$F_{b,Ed} \leq F_{b,Rd}$$

Avec :

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{m2}} = 2,5 \times 360 \times 20 \times \frac{5 \times 10^{-3}}{1,25} = 72 \text{ kN}$$

$$V_d = 0,3 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 72 \text{ kN}$$

Le renfort résiste à la pression diamétrale

Conclusion : l'assemblage poteau sablière résiste

VII.5 Assemblage poteau – console (HEB 280 –HEA 220)

L'assemblage est réalisé par une soudure d'une platine en bout de la poutre, puis de percer la platine symétriquement, les mêmes percages qui sont effectués sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés.

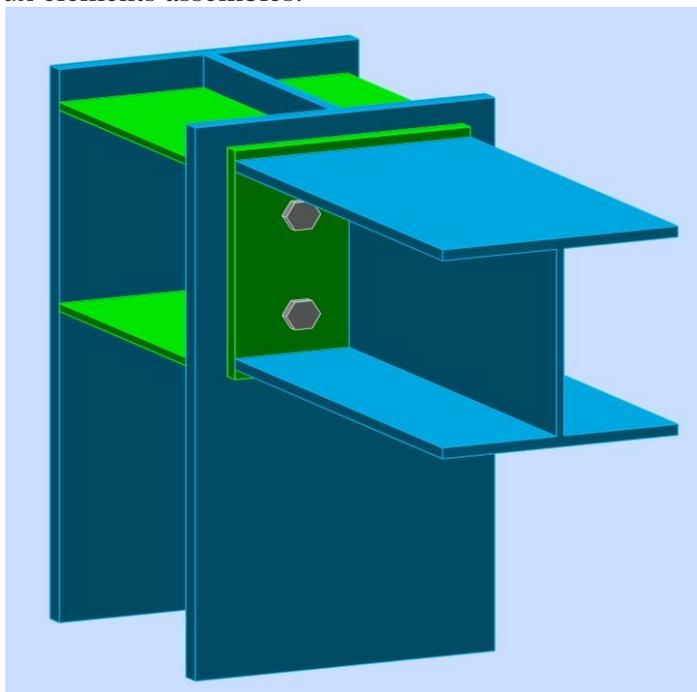


Figure VII.7 : Assemblage poteau-console

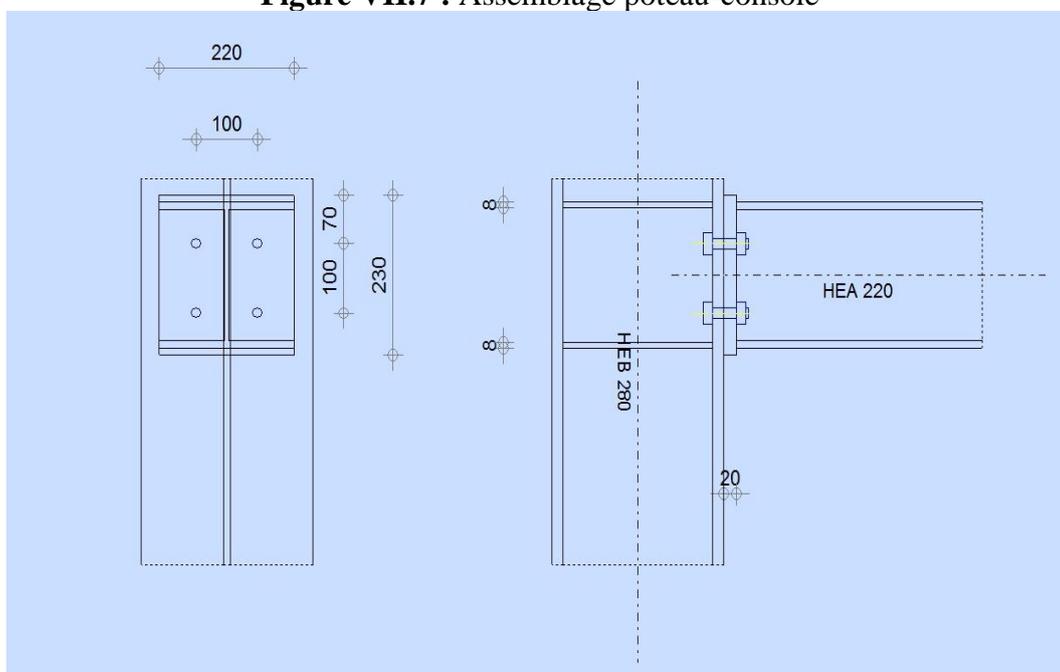


Figure VII.8 : détail de l'assemblage poteau-console

VII.5.1 Efforts sollicitant

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

- $N_{sd} = 126,8$ kN
- $M_{sd} = 203,76$ kN. m
- $V_{sd} = 70,9$ kN

VII.5.2 Soudure de la platine

VII.5.2.1 Cordon de soudure

- Epaisseur de la platine : $e_p = 20$ mm
 - Epaisseur de la semelle **HEA 220** : $t_f = 11$ mm
 - Epaisseur de l'âme **HEA 220** : $t_w = 7$ mm
- On prend une valeur commune : $a = 11$ mm

VII.5.2.2 Vérification de la soudure de la semelle à la traction

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{203,76 \times 10^3}{210} + 126,8 = 1097,08 \text{ kN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \Sigma l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est Fe360 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$

- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\Sigma l = 440$ mm

$$F_{w,rd} = \frac{11 \times 440 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 1232,06 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1097,08 \text{ kN} < F_{w,rd} = 1232,06 \text{ kN}$$

→ Condition vérifiée

VII.5.2.3 Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \Sigma l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est Fe360 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$

- La longueur totale des cordons de soudure de l'âme $\Sigma l = 304$ mm

$$F_{v,rd} = \frac{11 \times 304 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 695,04 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 70,9 \text{ kN} < F_{v,rd} = 695,04 \text{ kN}$$

→ Condition vérifiée

VII.5.3 Disposition constructive

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents.

On prend deux files de 2 boulons Ø20 classe 10.9

L'épaisseur la plus mince : $t = \min(t_f ; t_{\text{platine}}) = \min(11 ; 20) = 11 \text{ mm}$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 22 \text{ mm}$$

- **Entraxes (p_1, p_2)**

On prend $p_1 = 100 \text{ mm}$

On prend $p_2 = 100 \text{ mm}$

- **Pinces (e)**

On prend $e = 100 \text{ mm}$

VII.5.4 Vérification à la traction

$$F_{t,Rd} \geq N_{sd}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times 0,9}{\gamma_{mb}} = \frac{1000 \times 245 \times 0,9 \times 10^{-3}}{1,5} = 147 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = 147 \text{ kN} > N_{sd} = 126,8 \text{ kN}$$

Les boulons résistent à la pression diamétrale

VII.5.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} \times n$$

Avec : n le nombre de boulons $n = 4$

Avec :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} \times 4}{1,25} = 392 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 70,9 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 392 \text{ kN}$$

Les boulons résistent au cisaillement

VII.5.6 Vérification de la pression diamétrale

$$F_{b,Ed} \leq F_{b,Rd}$$

Avec :

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{m2}} = 2,5 \times 360 \times 20 \times \frac{11 \times 10^{-3}}{1,25} = 158,4 \text{ kN}$$

$$\frac{V_d}{4} = 17,73 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 158,4 \text{ kN}$$

Les boulons résistent à la pression diamétrale

VII.5.7. Vérification au poinçonnement de la platine

$$F_{t,Sd} \leq B_{p,Rd}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 32,4 \times 11 \times 360}{1,25} = 193,38 \text{ kN}$$

$$F_{t,Sd} = 126,8 \text{ kN} < B_{p,Rd} = 193,38 \text{ kN}$$

La pièce résiste au poinçonnement

VII.5.8 Vérification de la combinaison traction cisaillement

$$\frac{V_{sd}}{n \times F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 \times F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{70,9}{392} + \frac{126,8}{1,4 \times 147} \leq 1$$

$$0,78 \leq 1 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : L'assemblage du poteau console vérifie .

VII.6. Assemblage en pieds de poteaux (encastré)

Cette partie, traite les liaisons en pieds de poteaux, qui sont encastrés. Pour maintenir sans danger le pied du poteau au sol, ce dernier est solidement encastré à la semelle par utilisation d'un ensemble d'éléments : une plaque d'assise, un scellement rempli de mortier de calage, des tiges d'ancrage, une fondation en béton, une bêche de cisaillement en I ou en H, une plaque de positionnement/nivellement en acier, une cavité à remplir de mortier après avoir positionné le poteau, une armature de fondation. Ce dispositif permet de contrebalancer l'effort vertical de compression et de soulèvement induit par la détermination de toutes les combinaisons possibles de cas de charges et de déterminer avec précision le moment fléchissant et de choisir l'option la plus défavorable.

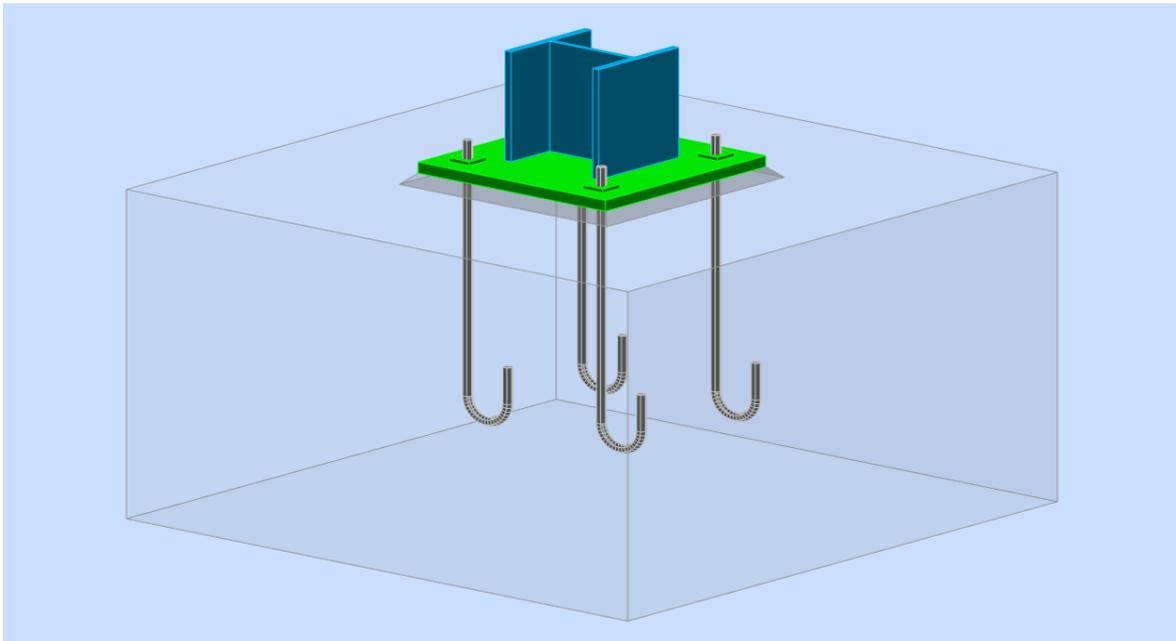


Figure VII.9 : Vue en 3D de la jonction poteau-fondation

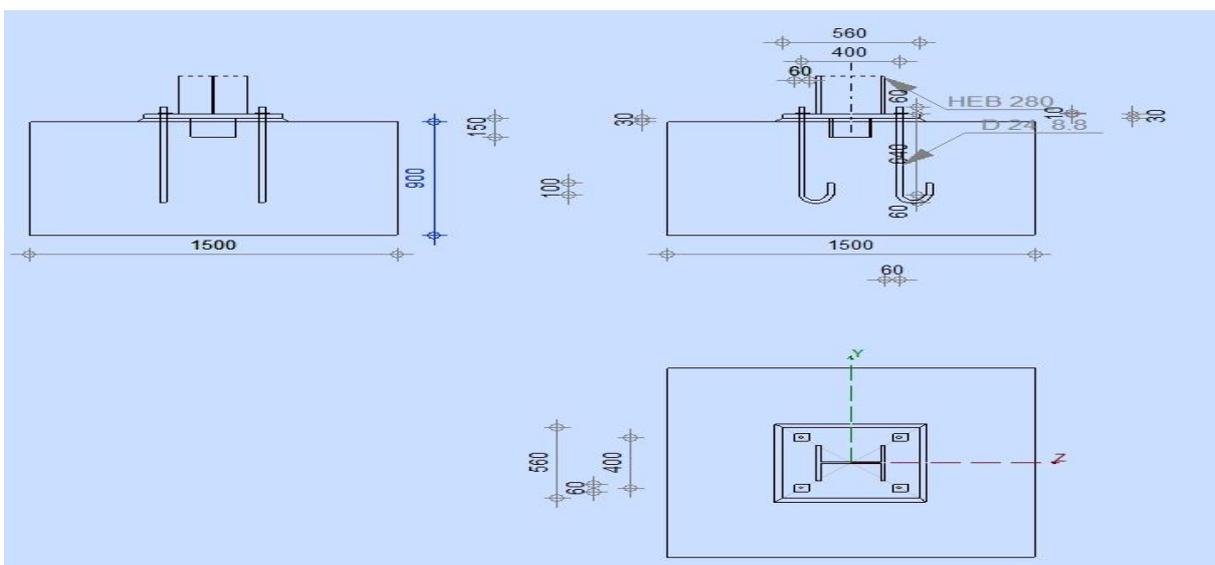


Figure VII.10 : Détail de la jonction poteau-fondation

VII.6.1 Efforts Sollicitant

Les efforts sollicitant les plus défavorables sur la liaison « Pied de poteau » calculés par le logiciel ROBOT sont comme suit :

- $N_c = -460$ kN
- $M_y = 194$ kN.m
- $N_t = 410$ kN
- $V_y = 44,83$ kN
- $V_z = 103,21$ kN

h_c (mm)	280
b_c (mm)	280
t_{fc} (mm)	18
t_{wc} (mm)	11
r_c (mm)	24
f_y (N/mm ²)	235

Tableau VII.1 : Dimensions et caractéristique du Poteau HEB 280

h_p (mm)	560
b_p (mm)	560
t_p (mm)	30
f_y (N/mm ²)	235

Tableau VII.2 : Dimensions et caractéristique de la Platine

f_{ub} (N/mm ²)	800
A_s (mm ²)	353

Tableau VII.3 : Dimensions et caractéristique des tiges d'encrage 8.8 M24

Déterminations et caractéristiques des cordons de soudures entre la platine et le poteau

- cordons semelles : $a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 18 = 12,6$ mm

- cordons âme : $a_w = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 11 = 7,7$ mm

➤ **Résistance à l'écrasement de la fondation :**

- La valeur du coefficient du matériau de scellement est : $\beta_j = \frac{2}{3}$

- Les dimensions de la fondation étant inconnues, prendre : $\sqrt{\frac{A_{cl}}{A_{co}}} \times 0,5 = \alpha = 1,5$

$$f_{j,d} = \alpha \times \beta_j \times f_{cd} = f_{cd} = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

– Résistance de calcul du béton à la compression :

$$F_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c}$$

Où : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ La valeur de α_{cc} est donnée dans l'Annexe nationale. Sa valeur recommandée est de : $\alpha_{cc} = 1,0$.

La résistance de calcul du béton devient : $f_{cd} = \frac{1 \times 25}{1,5} = 16,7 \text{ N/mm}^2$

➤ Méthode de calcul :

Notre assemblage est encastré transmettant un effort axial et un effort tranchant et un moment.

La méthode des composantes est appliquée pour déterminer la résistance du pied de poteau.

➤ Résistance du tronçon en T comprimé pour une semelle :

La largeur d'appui additionnelle du tronçon en T comprimé de la platine d'épaisseur de 30mm est donnée par :

$$C = t_p \sqrt{\frac{f_{yp}}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{mo}}} = 30 \sqrt{\frac{235}{3 \times 16,7 \times 1}} = 64,97 \text{ mm}$$

l_{eff} : longueur efficace du tronçon en T = $\min(b_p ; 2 \times c + b_{fc})$

$$l_{eff} = 409,94 \text{ mm}$$

b_{eff} : largeur efficace du tronçon en T tel que : $2 \times c + t_{fc}$

$$b_{eff} = 147,94 \text{ mm}$$

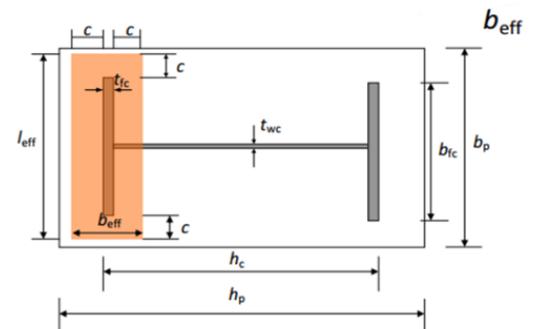
c : largeur portante additionnelle de la semelle :

La résistance de calcul à la compression du tronçon en T correspondant à une semelle comprimée du poteau est :

$$F_{c,rd} = f_{jd} \times b_{eff} \times l_{eff} = 16,7 \times (147,94 \times 409,94) / 1000 = 1012,86 \text{ kN}$$

➤ Résistance de l'assemblage en compression seul

Par simplification et en restant en sécurité, on peut prendre pour la résistance en compression de l'assemblage la somme des résistances en compression de l'assemblage la somme des résistances de calcul des deux semelles



$$N_{c,rd} = 2 \times F_{c,rd} = 2025,72 \text{ kN}$$

➤ **Résistance de calcul des rangées de boulons en traction**

Rangées extérieure de tiges d'ancrages

W (mm)	400
e (mm)	80
ex (mm)	80
mx (mm)	45,74
px (mm)	60

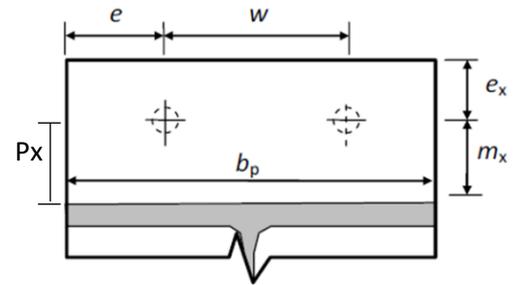


Tableau VII.4 : paramètres géométriques des rangées extérieures

Avec : $m_x = p_x - 0,8 \times \sqrt{2} \times a_s$

Dans notre cas on a que les rangées extérieures donc on applique que cette proposition des différents mécanismes possible, mécanismes circulaire et non circulaire, la longueur efficace est donnée pour chaque mécanisme

✓ **Mécanisme circulaire on a :**

$$L_{eff,cp} = \min \begin{cases} 2 \pi m_x = 287,27 \text{ mm} \\ \pi m_x + w = 543,63 \text{ mm} \\ \pi m_x + 2e = 303,63 \text{ mm} \\ \pi m_x + 2e_x = 303,63 \text{ mm} \end{cases}$$

La longueur de calcul pour le mécanisme circulaire $L_{eff,cp} = 287,27 \text{ mm}$

✓ **Mécanisme non circulaire on a :**

$$L_{eff,nc} = \min \begin{cases} 4 m_x + 1,25 e_x = 282,97 \text{ mm} \\ 2 m_x + 0,625 e_x + w/2 = 341,48 \text{ mm} \\ 2 m_x + 0,625 e_x + e = 221,48 \text{ mm} \\ \frac{b_p}{2} = 280 \text{ mm} \end{cases}$$

La longueur de calcul pour le mécanisme non circulaire $L_{eff,nc} = 221,48 \text{ mm}$

➤ **L'effet de levier et mécanisme de ruine pour le tronçon en T tendus des rangées**

La longueur efficace L_b d'une tige d'ancrage est prise égale à la somme de :

8 fois le diamètre nominale du boulon d (mm) :24

De l'épaisseur de la platine d'extrémité t_p (mm) :30

De l'épaisseur de la rondelle ou plats sous l'écrou t_w (mm) :8

La moitié de la hauteur de l'écrou h_e (mm) :4,75

Couche de scellement e_m (mm) :30

$L_b = 264,75$ mm

L'effet de levier sur les tiges d'ancrages est dicté par la longueur limite notée L_b

Pour la rangée des boulons (extérieur) M24 (A_s (mm²)) :353

Avec :

$$m = m_x = 45,74 \text{ mm}$$

$$L_{eff,1} = \min(L_{eff,cp}; L_{eff,nc}) = 221,48 \text{ mm}$$

On obtient :

$$L_b^* = \frac{8,8 m^3 \times A_s}{L_{eff,1} t_p^3} = 49,72 \text{ mm}$$

Conclusion :

On conclut que **l'effet de levier n'existe pas** par ce que la condition est $L_b \geq L_b^*$

On déduit que le mode de ruine **1-2** intervient et aussi le mode **3** et **4** sont à considérer pour chaque rangée.

➤ **Résistance de calcul des tiges d'ancrages en traction**

La résistance de calcul en traction de la section d'une tige d'ancrage M24 de classe 8.8

$$F_{t,rd} = 0,9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 203,33 \text{ kN}$$

➤ **Résistance en flexion de la platine d'extrémité des tronçons en T tendus**

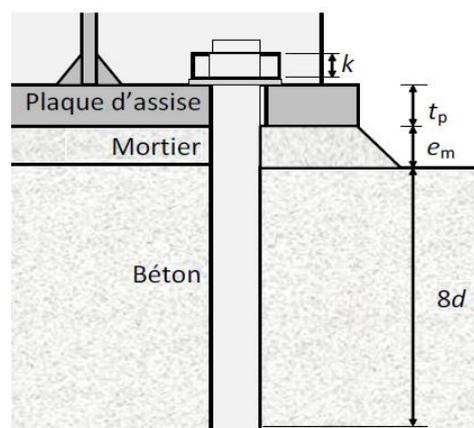
$$m_{pl,rd} = \frac{t_p^2 \times F_{yp}}{4 \gamma_{mb}} = 52,85 \text{ kN}$$

La longueur du tronçon en T équivalent pour la rangée extérieure est :

$$L_{eff,1-2} = \min(L_{eff,cp}; L_{eff,nc}) = 221,48 \text{ mm}$$

$$M_{pl1,rd} = L_{eff} \times m_{pl,rd}$$

$$M_{pl1,rd} = 221,48 \times 52,85 = 11711,25 \text{ kN.mm}$$



➤ **Résistance en traction du tronçon en T de la rangée extérieure**

La résistance en traction de la rangée extérieure est obtenue en prenant la plus faible valeur des résistances de calcul pour les 3 modes de ruines (1-2 , 3, 4)

On a :

$$m = mx = 45,74 \text{ mm}$$

$$n = \min(e ; 1,25m) = 57,18\text{mm}$$

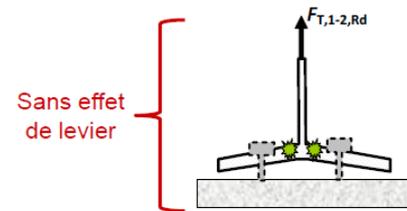
$$M_{pl1,rd} = L_{eff} \cdot x \cdot m_{pl,rd} = 11711,25 \text{ kN.mm}$$

Les résistances de calcul pour les modes de ruine sont les suivantes :

Mode 1-2 :

$$F_{1-2T,Rd} = \frac{2 M_{pl1,rd}}{m} = 512,02 \text{ kN}$$

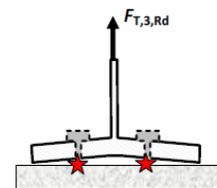
Mode 1-2 : Plastification de la plaque d'assise



Mode 3 :

$$F_{3T,Rd} = \sum F_{tRd} = 2 \times 203,33 = 406,66 \text{ kN}$$

Mode 3 : Ruine des boulons d'ancrage



Mode 4 : la résistance de la rangée extérieure n'est pas affectée par celle de l'âme du poteau.

Conclusion :

On conclut que le mode de ruine 3 (rupture des tiges d'ancrage) est critique, donnant ainsi une résistance de calcul pour la rangée extérieure.

$$F_{Text,Rd} = 406,66 \text{ kN}$$

➤ **Résistance de l'assemblage a la traction (soulèvement)**

La résistance de calcul de l'assemblage au soulèvement (traction) seul est égale a la somme des résistance en tractions des deux rangée de tige d'ancrage (c'est-à-dire des deux tronçons en T tendus), soit :

$$N_{T,jRd} = 2 \times F_{Text,Rd} = 813,32 \text{ kN}$$

➤ **Vérification de l'assemblage pour une combinaison M-N :**

Nous allons vérifier un assemblage selon l'approche proposée par L'EN 1993 -1-8 pour les combinaisons d'un moment et d'un effort axiale :

$$M_{Ed} = 194 \text{ kN.m}$$

$$N_{Ed} = -460 \text{ kN}$$

Résistance basée sur les résistance des rangée de tiges d'ancrages en traction ,en prenant des moment autour du centre de compression positionné au centre de l'air de compression du tronçon en T pour la semelle présent le centre de compression et au centre de la semelle comprimée , soit :

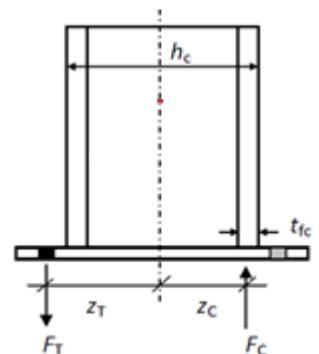
$$Z_c = 131 \text{ mm}$$

Résistance basée sur la résistance du tronçon en T comprimée pour une semelle du poteau en prenant le moment autour du centre de traction par rapport à l'axe du poteau la distance du centre de résistance en traction est :

$$Z_t = 200 \text{ mm}$$

$$Z_{t,ext} = 200 \text{ mm}$$

$$Z = Z_t + Z_c = 331 \text{ mm}$$



➤ **Vérification de la combinaison**

$$N_{Ed} = -460 \text{ kN} \leq 0$$

$$e_N = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = -421,74 \text{ mm} ; \text{ la résistance à la flexion dépend de l'excentricité } e_N$$

Donc la valeur du moment résistant de calcul est la plus petite des deux valeurs suivantes

$$\frac{F_{t,rd} \times z}{\frac{z_c}{e_n} + 1} = 195253,965 \text{ kN.mm}$$

$$\frac{-F_{c,rd} \times z}{\frac{z_t}{e_n} + 1} = 227412,384 \text{ kN.mm}$$

Donc le moment résistant est de : $195,25 \text{ kN.m} \geq M_{Ed} = 194 \text{ kN.m}$

➤ **Calcul au cisaillement du pied de poteau :**

L'effort tranchant V_{Ed} appliqué en pied de poteau peut avoir des composantes selon chaque axe $V_{z,Ed}$ et $V_{y,Ed}$, l'effort résistant est donné par :

$$V_{Ed} = \sqrt{V_{z, Ed}^2 + V_{y, Ed}^2}$$

$$V_{Ed} = \sqrt{103,21^2 + 44,83^2} = 112,53 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = F_{j,Rd} = C_{fd} \times N_{c,Ed} = 0,2 \times 460 = 92 \text{ kN}$$

C_f : coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche de scellement

$$V_{Rd} \leq V_{sd} \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Remarque : la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise n'est pas vérifiée, les tiges d'ancrages vont donc reprendre l'effort de cisaillement qu'il faut vérifier en conséquence.

On a deux rangées

Donc : l'estimation du diamètre de la tige est comme suit :

$$d \geq 0,8 \sqrt{\frac{F_{t,Ed}}{f_{ub}}}$$

$$d \geq 19,87 \text{ mm}$$

Donc on prend un diamètre de $\phi = 24 \text{ mm}$

➤ **Résistance des tiges d'ancrage en cisaillement :**

$$F_{v,Rd} = F_{j,Rd} + n_b \cdot F_{vb,Rd}$$

$F_{j,Rd}$: résistance de calcul par frottement par un effort de compression $N_{c,Ed}$ dans le poteau

$$F_{j,Rd} = 0,2 N_{c,Ed} = 0,2 \times 460 = 92 \text{ kN}$$

n_b : nombre des tiges dans l'assemblage

$F_{vb,Rd}$: résistance de calcul au cisaillement d'une tige d'ancrage

Avec :

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_b f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_b = 0,44 - 0,0003 f_{yb} = 0,44 - 0,0003 \times 640 = 0,248$$

$$F_{vb,Rd} = \frac{0,248 \times 800 \times 353}{1,25} = 56,03 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 92 + 4 \times 56,03 = 316,12 \text{ kN}$$

$$\text{Donc: } V_{Ed} = 112,55 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 316,12 \text{ kN}$$

➤ **Résistance des tiges d'ancrage soumise à une combinaison de traction et de cisaillement :**

Dans le cas présent, l'effort axial $N_{t,Ed}$ en pied de poteau est un effort de soulèvement et les tiges d'ancrage doivent transmettre cet effort ainsi que l'effort tranchant concomitant entier V_{Ed} à la fondation

$$\frac{V_{Ed}/nb}{F_{vb,Rd}} + \frac{N_{t,Ed}/nb}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{112,55/4}{56,03} + \frac{410/4}{203,33} \leq 1$$

$$\text{Donc condition vérifiée} \rightarrow 1 \leq 1$$

VII.7 CALCUL DES FONDATIONS :

On va dimensionner pour des semelles isolées sollicitée à un moment fléchissant et un effort normal sous poteau encasturé.

Les charges à prendre en considération :

$$\begin{cases} N_u = 410 \text{ kN} \\ N_s = 460 \text{ kN} \\ M_{sd} = 194 \text{ KN.m} \end{cases}$$

VII.7.1 Dimensionnement de la semelle :

Le dimensionnement des semelles se fait conformément au rapport géotechnique (ANNEXE G) qui nous donne les caractéristiques de notre sol :

$\overline{\sigma}_{sol} = 1,8 \text{ bar}$: la contrainte admissible du sol

La Détermination de A et B sont déterminer à partir de $\sigma_{3/4} = \overline{\sigma}_{sol}$

Donc on prendra A et B dans le même rapport que a et b soit :

$$\frac{a}{b} = \frac{400}{400} = 1 \rightarrow a = b \quad \text{et} \quad A=B$$

$$\text{d'où } S = A \times B = A^2$$

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} + \frac{M_y}{I} \quad \text{ou} \quad y = \frac{3}{4} \quad \text{et} \quad I = A \times \frac{A^3}{12}$$

$$0,18 \geq \frac{4,6}{A^2} + \frac{1,94 \times 3/4}{A \times \frac{A^3}{12}} \quad \Rightarrow \quad 0,18A^4 \geq 4,6A^2 + 17,64$$

$$\Rightarrow \quad 0,18A^4 - 4,6A^2 - 17,64 \geq 0$$

On met $X = A^2$

$$\begin{aligned} \text{Alors : } 0,18 X^2 - 4,6X - 17,64 &\geq 0 &\Longrightarrow X = 28,94 \\ &&\Longrightarrow A = \sqrt{28,94} = 5,4 \text{ m} \end{aligned}$$

Donc on prend $A = B = 540 \text{ cm}$.

- **Hauteur de la semelle :**

Pour pouvoir d'une part utiliser la méthode des bielles et ne pas vérifier la section d'encastrement à l'effort tranchant, on prend :

$$h \geq \frac{A - a}{4} = \frac{540 - 40}{4} = 125 \text{ cm}$$

On prend $h = 125 \text{ cm}$ et $h_t = 150 \text{ cm}$

VII.7.2 Calcul des armatures :

La première étape de calcul consiste à déterminer les contraintes sur le sol.

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = \frac{N_s}{S} \pm \frac{M_y}{I} \quad \text{où } y = \frac{A}{2} = \frac{540}{2} = 270 \text{ cm} \quad \text{et } I = A \times \frac{A^3}{12} = 540 \times \frac{540^3}{12} = 7085 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$S = A \times B = 540 \times 540 = 291600 \text{ cm}^2$$

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = \frac{4,6}{29,16} \pm \frac{1,94 \times 2,7}{70,85} = 0,16 \pm 0,07 \quad \Longrightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 0,23 \\ \sigma_2 = 0 \end{cases}$$

On calcule les armatures dans le cas d'une flexion simple :

$$\text{On a } e_0 = 3,60 \text{ m} > \frac{B}{6} = \frac{5,4}{6} = 0,9 \text{ m} ; \sigma_1 = 0,23 > 0 \text{ et } \sigma_2 = 0$$

On calcule le moment à l'état limite ultime :

$$M_u = (4 \cdot B + 0,35 \cdot b - 9 \cdot e_0) \times \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \times \frac{P_u}{27}$$

$$M_u = (4 \times 5,4 + 0,35 \times 0,4 - 9 \times 3,60) \times \left(\frac{\frac{5,4}{2} - 0,35 \times 0,4}{\frac{5,4}{2} - 3,60} \right)^2 \times \frac{410}{27} = -1309,7 \text{ kN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{-1309,7 \times 10^{-3}}{0,4 \times (0,9 \times 1,25)^2 \times 14,16} = -0,18$$

$$\mu_u = -0,18 < \mu_R = 0,392 \quad \text{donc le calcul se fait avec section à simple armature.}$$

- **Section à simple armature :**

$$\text{On calcule l'équation suivante : } A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times -0,18)}) = -0,2$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,9 \times 1,25 \times (1 - 0,4 \times -0,2) = 1,22 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{-1309,7}{0,4 \times 347,82} = -9,41 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \text{On prend } A_{st} = 6T16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} = 0 \text{ [on prend un min de 6T16].}$$

VII.8 CALCUL DES LONGRINES :

VII.8.1 Solidarisation des points d'appuis :

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarités par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25cm×30cm pour un site de catégorie S₄.

Donc on prend des longrines de section 30×35 cm².

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = N / \alpha \geq 20 \text{ KN}$$

Avec : α est un coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée $\alpha = 12$.

N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités.

VII.8.2 Calcul du ferrailage :

1- Etat limite ultime (ELU) :

$$N_u = 410 \text{ kN} \quad \Rightarrow F_u = \frac{410}{12} = 34,16 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{F_u}{\sigma_{st}} = \frac{34,16}{347,82 \times 10^3} = 0,000098 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ Avec : } \sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

2- Etat limite de service (ELS) :

$$N_s = 460 \text{ kN} \quad \Rightarrow F_s = \frac{460}{12} = 38,3 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{F_s}{\sigma_{st}} = \frac{38,3}{347,82 \times 10^3} = 0,001 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min à (20 cm, 15 ϕ).

$$A_{\min} = 0,6\% \times (30 \times 35) = 6,30 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

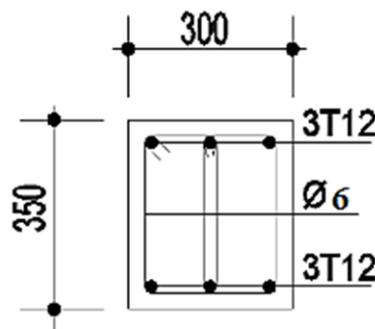


Figure VII.11 : Ferrailage des longrines.

❖ **Calcul des armatures transversales :**

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varnothing_1, \frac{b}{10} \right) \quad \Rightarrow \quad \varnothing_t \leq \min \left(\frac{35}{35}, 12\text{mm}, \frac{30}{10} \right)$$

$\varnothing_t \leq 10 \text{ mm}$, donc on prend $\varnothing_t = 6 \text{ mm}$.

❖ **Calcul de l'espacement des cadres :**

$$S_t \leq (20 \text{ cm}, 15\varnothing_t) \quad \Rightarrow \quad S_t \leq (20 \text{ cm}, 9\text{cm})$$

Alors on adopte un espacement $S_t = 8 \text{ cm}$.

VII.9 CONCLUSION :

Ce chapitre traite l'étude des assemblages entre les différents éléments de la structure et les fondations reportent les charges permanentes G (poids propres) et les charges d'exploitation Q à un niveau convenable en assurant la stabilité et la sécurité de la structure.

Chapitre VIII : Protection de la structure et management du projet

VIII.1 Introduction :

Comme tout autre matériau, l'acier présente quelques inconvénients, notamment la mauvaise résistance à la corrosion et au feu. C'est pourquoi chaque élément doit subir un traitement spécifique contre ces deux facteurs.

Il existe divers types de protections, ces types sont différents selon l'usage et l'implantation de l'édifice en question.

VIII.2 La Corrosion :

Les techniques de prévention contre la corrosion sont diverses. Il y a la protection par peinture ou un autre revêtement de surface, ou la protection cathodique. Le choix de la technique adéquate dépend essentiellement de l'agressivité du milieu ambiant, la durée de protection envisagée et les possibilités de mise en œuvre et d'entretien.



Figure.VIII.1 : l'effet de la corrosion

VIII.2.1 Protection par peinture :

Le système de protection anticorrosion le plus courant est la mise en peinture sur acier nu, elle est plus particulièrement utilisée en milieu marin. Ce système a l'avantage d'être mis en œuvre facilement, généralement il est réalisé en partie en atelier puis en partie sur chantier.

La durabilité de cette protection dépend du milieu ambiant, de la maintenance, mais aussi de la préparation des surfaces à peindre. Pour les ouvrages neufs, l'abrasif doit être projeté sur les surfaces par voie sèche.

VIII.2.2 Protections par zinc :

Le principe repose sur la création d'une barrière formée par la couche de zinc. En surface, le zinc se recouvre de produits de corrosion, en général adhérents et stables, qui assurent une protection prolongée. La durée de vie du revêtement dépendra principalement des agents de corrosion et de la stabilité de ses produits.

VIII.3 le feu :

Le principe de développement du feu suit un certain processus qui repose sur la présence de trois éléments :

- Le combustible
- Le carburant
- La source de chaleur

L'acier est un matériau incombustible, mais reste un bon conducteur de chaleur. Non protégées, les sections en acier s'échauffent alors rapidement au cours d'un incendie, causant ainsi leurs déformations et par suit la ruine de la structure. Donc une protection de ces éléments s'impose.

La durée de stabilité au feu d'un profile métallique sans traitement spécifique n'excède que rarement la demi-heure lorsqu'il est placé sous une charge courante. Pour augmenter le délai et ainsi satisfaire aux exigences, il est donc nécessaire de limiter l'échauffement des profilés en acier, pour cela diverses techniques existent, on site parmi elles :

- ✓ Protection par peinture intumescente.
- ✓ Protection par produit projeté :
 - Les produits de ciment ou de plâtre
 - Les produits à base de fibre minérale

VIII.3.1 Protection par peinture intumescente :

La peinture intumescente permet d'atteindre la résistance au feu requise tout en conservant les qualités esthétiques de la structure. Sous l'action de la chaleur, cette peinture forme une mousse microporeuse isolante appelée "meringue", elle peut être appliquée par projection, à la brosse ou au rouleau.

Ce type de peinture peut faire l'objet de la protection de notre projet, parmi les peintures on peut choisir la Aithon A90, qui résiste jusqu'à 120 min à une température allant de 270°C à 300°C.

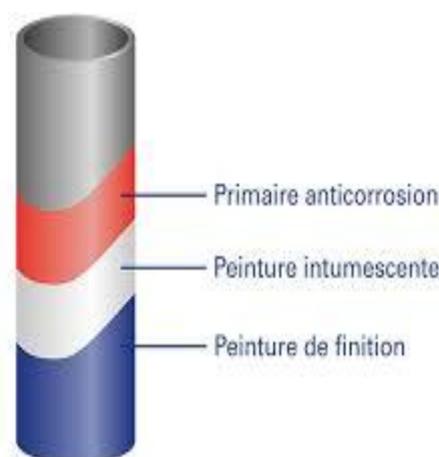


Figure VIII.2 : Protection par système intumescent

VIII.3.2 Protection par produit projeté :

Les différents systèmes de protection comprennent les produits à base de vermiculite et de ciment ou de plâtre dans lesquels des composants chimiques absorbent la chaleur.

VIII.3.2.1 Protection par plâtre :

Les ensembles en acier absorbent rapidement la chaleur. Lorsque leur masse est relativement faible, ils perdent rapidement leurs caractéristiques mécaniques. La limite élastique et le module d'élasticité chutent d'environ 40 % à la température de 470°C.

On peut donc protéger la structure par ce type de plâtre appelée « Placoplatre ».

La mise en œuvre de protections en plaques standard ou spéciales retarde la montée en température de l'acier et assure la stabilité au feu des structures métalliques.

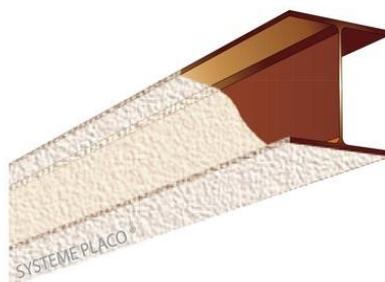


Figure.VIII.3 : Protection du profilé en plâtre

VIII.3.2.2 Protection par plaques :

Ces systèmes de protection (**secs**) incluent les systèmes à base de plaques composées de fibres minérales ou de vermiculite de fibre minérale. Ces plaques peuvent être collées sur le support ou bien vissées sur la structure ou sur d'autres plaques, sachant que ces produits sont fabriqués avec des épaisseurs fiables. Ils présentent une certaine souplesse d'installation, ils sont propres, causent peu de dommages aux constructions environnantes et offrent une bonne finition de surface.

VIII.3.3 Vérification de la résistance des éléments secondaires et structuraux

- **Principe de base**

Vérification de la fonction porteuse d'une structure pour la durée d'exposition au feu donnée (t) :

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t}$$

E : Valeur de calcul des effets des actions dans la situation d'incendie (EUROCODE 3 Partie 1-2)

R_f : Valeur de calcul de la résistance correspondante dans la situation d'incendie (EUROCODE 3 Partie 1-2)

- **Différents types d'analyse structurale**

- Analyse globale de structure
- Analyse de parties de structure
- Analyse par éléments

VIII.3.3.1 Analyse par élément pour calculer la résistance au feu à R60

Cette analyse consiste à vérifier les éléments indépendants et de vérifier aussi les effets des dilatations axiales ou dans le plan peuvent être négligés. C'est une méthode simple à appliquer et généralement en condition de feu nominal.

- **Pannes**

Cette méthode est basée sur la résistance plastique de l'élément et est relative à une vérification classique de résistance au feu des éléments en flexion simple. Elle place en sécurité, et selon CTICM :

$$Q_{fi,Ed} < Q_{fi,Rd}$$

On vérifie la structure a 60 min car $8m < H = 10m < 28m$ (Annexe F), donc on prend :

– R60 = 60 min

– $\theta = 700^{\circ}C$

$$q_{fi,Ed} = G + 0,2 \times S_n$$

– $q_{fi,Ed}$: Est la charge linéique [kN/m] égale à la charge surfacique multipliée par l'espacement des pannes

– G : est la charge permanente incluant le P.P de la panne IPE160 = 15,8 kg/m ; le poids de la toiture et les éventuelles surcharges d'équipements

– S_n : La charge de la neige

$$G_T = (G_{panne} + G_{Toi}) \times 1,33 = (15,8 + 14,45) \times 1,33 = 0,402 \text{ kN/m}$$

$$S_n = 0,596 \times 1,33 = 0,793 \text{ kN/m}$$

$$q_{fi,Ed} = G + 0,2 \times S_n = 0,402 + 0,2 \times 0,793 = 0,56 \text{ kN/m}$$

$$q_{fi,Ed} = \frac{\alpha \times K_{y,\theta} \times W_{pl,y} \times f_y}{L^2}$$

– $\alpha = 8$ dans le cas d'une panne isostatique

– $K_{y,\theta} = 0,230$ (Annexe E)

$$q_{fi,Ed} = \frac{8 \times 0,230 \times 124 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^5}{5^2}$$

$$q_{fi,Ed} = 0,56 \text{ kN/m} < q_{fi,Rd} = 2,14 \text{ kN/m}$$

Conclusion : les pannes résistent au feu

- **Poteau**

Utilisation du modèle de calcul simplifié pour les éléments comprimés, on prend exemple du poteau sous charges axiales (calcul au flambement) et selon CTICM

$$N_{fi,Ed} < N_{b,fi,Rd}$$

On vérifie la structure a 60 min car $8m < H = 10m < 28m$ (Annexe F), donc on prend :

– R60 = 60 min

– $\theta = 700^{\circ}C$

$$N_{fi,Ed} = G + \phi_1 Q_1 + \sum \phi_{2,i} Q_i$$

Avec ϕ_1 facteur pour la valeur fréquente de l'action variable dominante, dans notre ouvrage est une halle industrielle de catégorie E de stockage donc on prend $\phi_1 = 0,9$

$$N_{fi,Ed} = G + 0,9 Q$$

$$\text{Avec } G_T = (G_{poteau} + G_{Toi} + G_{rail}) \times 5 = 10,52 \text{ kN}$$

$$Q_T = (Q_{V3} \times 5) = (143,7 \times 5) = 7,37 \text{ kN}$$

$$N_{fi,Ed} = 10,52 + (0,9 \times 7,37) = 17,15 \text{ kN}$$

$$N_{b,fi,Rd} = \frac{\chi_{fi} \times A \times K_{y,\theta} \times f_y}{\gamma_{M,fi}}$$

$$\text{Facteur de réduction à } \theta = 700^\circ\text{C} \begin{cases} K_{y,\theta} = 0,230 \\ K_{E,\theta} = 0,130 \end{cases} \text{ (Voir Annexe E)}$$

$$\text{Facteur de réduction : } \chi_{fi,d} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}_\theta^2]^{0,5}}$$

$$\bar{\lambda}_\theta = \bar{\lambda} \sqrt{\frac{K_{y,\theta}}{K_{E,\theta}}}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{kz}}{i_z \times \lambda_a} = \frac{0,5 \times 10000}{70,9 \times 93,9} = 0,751$$

$$\bar{\lambda}_\theta = 0,751 \times \sqrt{\frac{0,230}{0,130}} = 1$$

$$\alpha_\theta = 0,65$$

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha_\theta \bar{\lambda}_\theta + \bar{\lambda}_\theta^2] = 0,5 [1 + 0,65 \times 1 + 1^2] = 1,325$$

$$\chi_{fi,d} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi^2 - \lambda_\theta^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,325 + [1,325^2 - 1^2]^{0,5}} = 0,46$$

$$N_{b,fi,Rd} = \frac{\chi_{fi,d} \times A \times K_{y,\theta} \times f_y}{\gamma_{M,fi}} = \frac{0,46 \times 131,4 \times 10^2 \times 0,230 \times 235}{1} = 326,7 \text{ kN}$$

$$N_{fi,Ed} = 17,15 \text{ kN} < N_{b,fi,Rd} = 326,7 \text{ kN}$$

Conclusion : les poteaux résistent au feu

VIII.4 Conclusion :

Puisque la structure correspond à une halle industrielle, les systèmes de protection les plus convenables contre la corrosion et contre le feu sont respectivement : la protection par peinture vue la fréquence et la facilité de son exécution. Aussi il existe une deuxième méthode de protection par plaques PROMATECT pour une raison essentiellement esthétique.

VIII.5 : Management du projet

Problématique :

L'homme a toujours voulu satisfaire les besoins de la vie quotidienne en réalisant des différents projets comme les constructions, l'agriculture, ou bien dans le lancement de la production de différents produits, mais cela se faisait d'une manière anarchique. Le challenge était de réaliser des projets à couts et temps minimaux pour assurer la rentabilité des investissements et la pérennité des investisseurs.

Ce mini projet qui est un hall de la réalisation de la charpente métallique est un exemple pour essayer de comprendre le concept du management de projet et comment l'appliquer en suivant les instructions du cours, donc posant la problématique en s'inspirant de la méthode de LASWELL

- QUI ? – POUR QUI ? – AVEC QUI ? (Who ?)

- QUOI ? (What ?)

- POURQUOI ? (Why ?)

- OÙ ? (Where ?)

- QUAND ? (When ?)

- COMMENT ? (How ?)

VIII.5.1 Introduction :

Management, dans le monde des affaires, expression utilisée pour décrire les techniques et les compétences visant à optimiser l'organisation, la planification, la direction et le contrôle des structures et des activités d'une société.

VIII.5.2 Partie prenantes :

- Maitre de l'ouvrage ;
- Maitre de l'œuvre ;
- Manager du projet ;
- Usager / client ;
- Entreprise de réalisation, sous-traitants ;
- Fournisseur /distributeur ;
- Les membres de l'équipe du projet ;
- L'équipe de management du projet ;
- Les hommes politiques / les personnes influentes ;
- Les assurances ;

VIII.5.3 Stratégie et planification :

Après avoir rassemblé les différentes informations, on a décidé de manager notre projet qui est en phase d'étude selon nos savoirs prérequis (contenu, coût, délai) :

- ❖ Matrice de cadrage ;
- ❖ Elaboration des livrables et leurs tâches ;
- ❖ Structuration du WBS (Work Breakdown Structure);
- ❖ Elaboration du tableau des antécédents ;
- ❖ Définition du chemin critique des taches pour déterminer la durée du projet à l'aide du logiciel MS PROJECT (diagramme de gant) ;

VIII.5.3.1 Matrice de cadrage :

ENONCE Titre du projet où les mots clés doivent apparaître	Hall en charpente métallique
IDEE/BESOINS Facteurs déclencheurs du projet ; Intérêt pour l'organisation	Construction d'un hall de la charpente métallique pour la réalisation et la fabrication des éléments de la charpente métallique
TYPE DE PROJET	STRATEGIQUE <input type="checkbox"/> OPERATIONNEL <input checked="" type="checkbox"/> URGENCE <input type="checkbox"/>
OBJECTIFS Décrire en quelques mots la finalité du projet (objectifs mesurables majeurs) ; utiliser des mots précis et compréhensibles	<ul style="list-style-type: none"> - Lancer un appel d'offre pour le bureau d'étude - Lancer un appel d'offre pour l'entreprise de réalisation - Construction d'un hall d'expositions - Ne pas dépasser la somme d'argent limite d'investissement du projet - Ne pas dépasser le délai du projet
COUTS (Estimation macro ; top-down)	(par analogies)
DELAIS (Date de début et de fin prévues)	Début 01/01/2019 – FIN 01/06/2020 (par analogie)
CARACTERISTIQUES ESSENTIELLES ET LIVRABLES Eléments quantitatifs, qualitatifs et symboliques	<ul style="list-style-type: none"> - Etudes et dimensionnement - Fourniture des matériaux de construction - Préparation du terrain et terrassement - Maître en œuvre les infrastructures - Construction de la superstructure - Installation des équipements du corps d'état secondaire
SUIVI ET CRITERES D'EVALUATION (Délais, coûts, valeur acquise, contenu, etc...)	Maître 3 jalons pour l'évaluation de ce qui est fait par rapport au prévu : <ul style="list-style-type: none"> - 1^{er} jalon : après la fin des préparations du terrain et terrassement - 2^{ème} jalon : après la fin des infrastructures - 3^{ème} jalon : après la fin de la construction de la superstructure
FAISABILITE ET EXIGENCES TECHNIQUES (Moyens de production, étude succincte du projet par fonctions, hypothèses techniques, etc.)	<ul style="list-style-type: none"> - Assurance des capacités humaines et matérielles pour l'étude de la structure - Disponibilité des compétences humaines et matérielles dans les entreprises pour la construction de notre structure.
PARTIES PRENANTES (STAKEHOLDERS) Maître d'ouvrage, clients/utilisateurs, maître d'œuvre, fournisseurs, entreprise, etc.)	<ul style="list-style-type: none"> - Maître de l'ouvrage : Ministère de commerce - Maître de l'œuvre : bureau d'étude privé - Entreprise de réalisation : BHM - Permis de construire : La direction d'urbanisme et de construction (DUC) - Laboratoire géotechnique : LTPO Tlemcen - Organisme de control : CTC Tlemcen - Atelier de conception métallique : EURL BHM - Fournisseurs : carrière terga, Cimenterie de Beni Saf - Clients : consommateurs...Ets

<p>ENVIRONNEMENT, CONTEXTE POLITIQUE ET STRATEGIE</p> <p>Décrire les contextes externe et interne à l'organisation et notamment l'articulation avec d'autres projets ; forces, faiblesses, menaces, contraintes, opportunités</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Forces : rapidité de construction (charpente métallique), Disponibilité du terrain - Faiblesses : prix d'acier élevé à cause de l'importation - opportunités : donner de l'importance au commerce dans la région - Menaces : dépassement du cout et du délai
<p>FAISABILITE ECONOMIQUE</p> <p>(Étude de marché, évaluation préliminaire des délais et des coûts, étude de rentabilité du projet/retour sur investissements, trésorerie)</p>	<ul style="list-style-type: none"> - par besoin la non disponibilité des halls de la fabrication de la charpente métallique la région ce qui rend notre projet rentable
<p>ETUDE D'IMPACT</p> <p>(Politique, commercial, notoriété, environnement, social, etc.)</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Bruit de construction par rapport au voisinage - Gène ou blocage de la circulation routière à cause des engins - l'élaboration d'assainissement qui fait des dommages sur les routes étatiques - gène d'un hall métallique sur une zone urbaine
<p>RISQUES PRINCIPAUX</p> <p>(3 à 5 risques : Social, technique, commercial, naturel, « stakeholders », économique, etc.)</p>	<ul style="list-style-type: none"> - inflation sur les prix - manque de fournitures des matériaux ou équipements - accidents de travail - risque de retardement du projet à cause des conditions climatique non favorable - risque de retardement causé par des complications bureaucratiques

VIII.5.3.2 Structuration du WBS :

VIII.5.3.3 Tableau des antécédents :

VIII.5.3.4 Définition du chemin critique des taches (diagramme de Gantt)

VIII.5.4 Management des couts du projet :

Eléments	Unités	Prix unitaires	Couts (DZA)
Aciers profilés inclus fourniture, conception à l'atelier, transport et montage au chantier.	110 tonnes	200DA/Kg	22000 000
Béton armé de la plateforme semelles inclus fourniture, transport, terrassement et pose.	500m ³	38000 DA/m ³	19000 000
Terrassements inclus fourniture, transport et pose.	400 m ³	900 DA/m ³	360 000
Assainissement inclus fourniture, transport et pose.	300 ml	3 500 DA/ml	1050 000
Panneaux sandwich inclus fourniture, transport et pose.	1400 m ²	3600 DA/m ²	5040 000
Maçonnerie inclus fourniture, transport et pose.	1000m ²	1 300 DA/m ²	1300 000
Electricité pour éclairage inclus fourniture, transport et pose.	/	/	900 000
Pont roulant	/	/	5000 000
TOTAL	/	/	54650 000

VIII.5.5 Analyse préliminaire des risques :

PROJET : construction d'un hall d'exposition		
Date : 15-05-2017		
PHASE ACTUELLE DU PROJET : <input checked="" type="checkbox"/> Faisabilité <input type="checkbox"/> Cadrage		
Quels sont les trois (3) à cinq (5) principaux risques du projet ?	Probabilité que le projet soit exposé aux risques ci-dessous ?	Quelles sont les chances de réussite du projet si de tels risques advenaient ?
1. Inflation sur les prix	6	5
2. Manque de fournitures des matériaux ou équipements	2	6
3. Accidents de travail	7	5
4. Risque de retardement du projet à cause des conditions climatiques non favorables	8	8
5. Risque de retardement du projet causé par des complications bureaucratiques	7	4

Conclusion :

Le mangement et nécessaire pour la bonne gestion d'un projet il facilite plusieurs tache et il permet une bonne organisation des ressource.

Conclusion générale

Notre projet de fin d'études consistait à réaliser l'étude d'un hall industriel en charpente métallique comportant un pont roulant, ce hall est destiné à la réalisation des éléments de la charpente métallique à Mansourah (Tlemcen).

Ce travail nous a permis d'approfondir nos connaissances en analyse et en calcul de structure, non seulement pour le calcul nécessitant des logiciels, mais aussi pour les vérifications et les dimensionnements manuels. Il nous a donné l'occasion de nous habituer avec les différents outils informatiques (Robot, Tekla), ainsi que les différents règlements régissant les principes de conception et de calcul de l'ouvrages qui sont CCM97, RNV99 v.2013, RPA99 v.2003, CTICM et l'Eurocode 3 pour le dimensionnement des structures.

A la fin de l'étude effectuée, on déduit que :

- Les actions du vent, pour notre projet, sont les plus défavorables dans les constructions métalliques par rapport à l'action sismique pour leur flexibilité.
- L'utilisation du logiciel ROBOT dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, et d'être le plus proche possible du comportement réel de la structure
- La présence de pont roulant génère un mauvais comportement à la structure vis-à-vis du séisme
- Le calcul de la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne dépasse pas les 80% de la résultante des forces sismiques, comme exigé par le règlement
- La disposition de contreventement joue un rôle très important dans le comportement global de la structure
- La protection de la structure est obligatoire vis-à-vis de la fonction de cet ouvrage, c'est pour cela qu'on a proposé des solutions et des vérifications des éléments contre le feu et la corrosion
- Vu le cout élevé de la charpente des recommandations sur le mangement des couts de projets ont été notées.

Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant une sécurité globale. Ce travail était une première expérience pour nous dans ce vaste domaine, et il nous a permis d'acquérir des connaissances de base pour mettre le premier pas dans notre future vie professionnelle.

Bibliographie

- 1- Lahlou D., 2009, « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique », Ed. O.P.U.
- 2- Charges permanentes et charges d'exploitation. « D.T.R-B.C-2.2 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie) 1988.
- 3- Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie) 1997.
- 4- Règlement Neige et Vent « R.N.V.99 » version 2003 (D.T.R. C 2- 4.7) MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie) 1999
- 5- Règles parasismiques algériennes « RPA 99 version 2003 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie) 2003
- 6- EUROCODE 3 « Calcul des structures en acier » selon le code Européen
- 7- BEREKSI REGUIG Amin ,BOUKHATEM Djamel-Eddine ,ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN HALL METALLIQUE DE TRI DE DECHETS AVEC PONT ROULANT (ALGERIE) PFE G.c U.A.B.T 2016
- 8- GAOUAR FADIA , ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UNE HALLE A MAREE AVEC UN PONT ROULANT AU PORT DE BOUZEDJAR PFE G.c U.A.B.T 2016
- 9-ABUS « levage France » partenaire en algerie ,2015.

ANNEXES

Annexe A : Evaluation des charges

Charge climatique :

A.1 Neige :

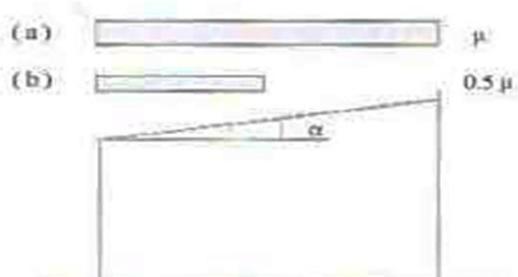


Figure 4 : Coefficient de forme - toitures à un versant

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 1: Coefficients de forme - toitures - à un versant

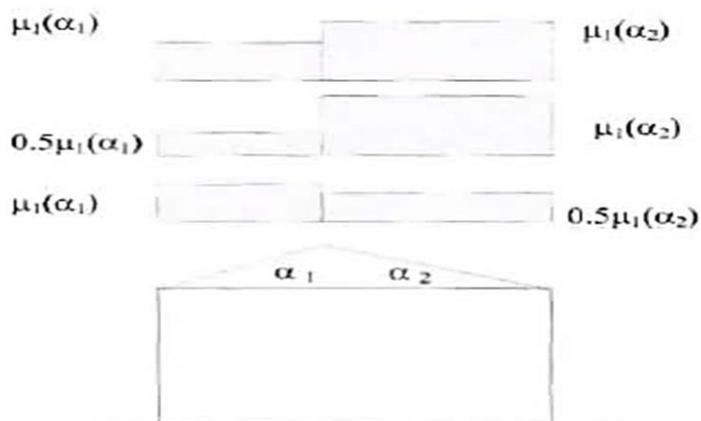


Figure 6 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30}\right)$	0.0

Tableau 2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

A.2- Vent :

Zone	q_{ref} (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

Annexe B : Etude sismique

Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

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

Tableau 4.4.: valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	Nobservé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

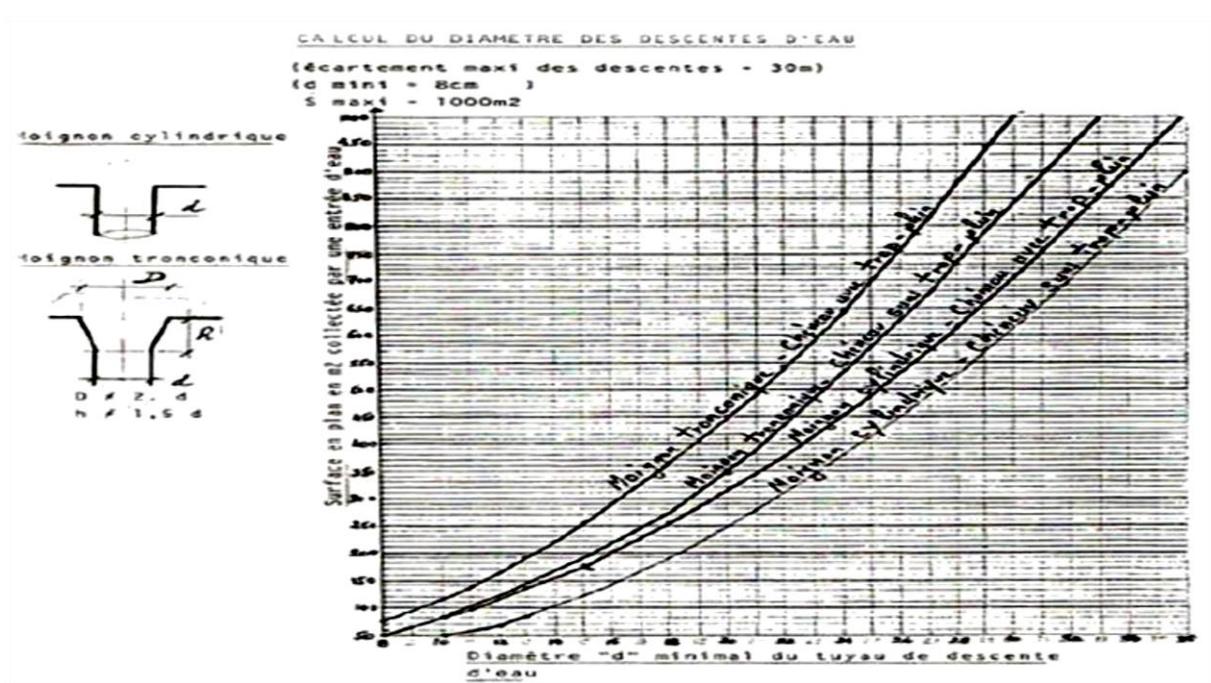
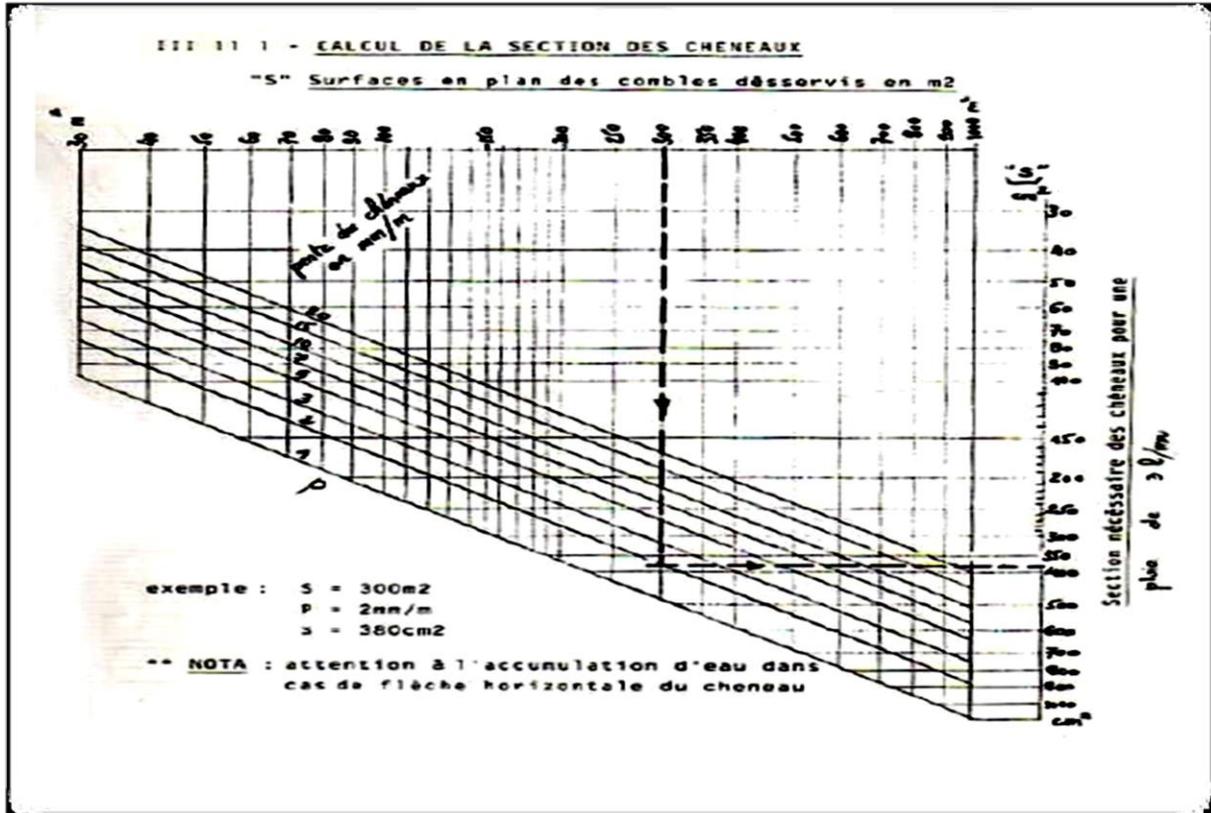
Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

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	5
1b	rigide	3,5
2	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie	3,5
3	rigide	3,5
4a	Voiles porteurs	5
4b	Noyau	4
5	Mixte portiques/voiles avec interaction	2
6	Portiques contreventés par des voiles Console verticale à masses réparties Pendule inverse	2
B	<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
C	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

Annexe C : Dimensionnement des éléments de la structure

C.1- Calcul de chéneaux :



C.2-Le coefficient C_1 et β_{MLT} :

Tableau B.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,490	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Facteur	Axe de flexion	points maintenus suivant la direction
$B_{M,y}$	y-y	z-z
$B_{M,z}$	z-z	y-y
B_{MLT}	y-y	y-y

Tableau 55.4 : Facteurs de moment uniforme équivalent

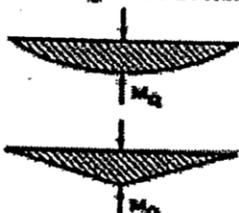
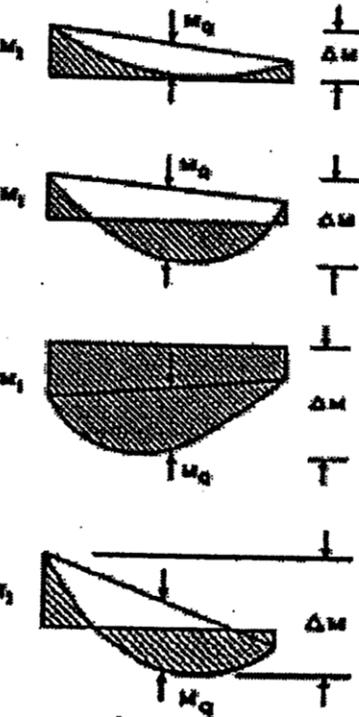
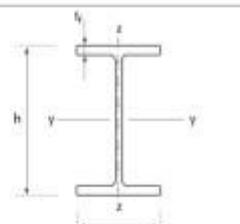
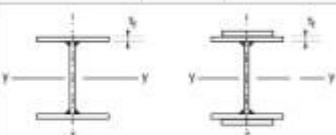
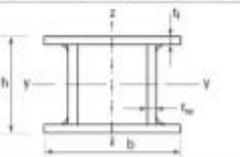
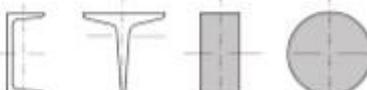
Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémités</p>  <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moments dus à des charges transversales</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités</p> 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \max M $ dQ aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Figure 55.4 : Valeurs des facteurs de moment uniforme équivalent

Tableau 6.2 - Choix de la courbe de flambement pour une section transversale

Section transversale	Limites	Flamb ¹ selon l'axe	Courbe de flamb ¹		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
Section en I laminées 	$h/b \geq 1,2$	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	a b	a ₀ a ₀
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
		$t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	d d	c c
Sections en I soudées 	$t_f < 40$ mm	y-y z-z	b c	b c	
	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	c d	c d	
Sections creusées 	Finies à chaud	Quelconque	a	a ₀	
	Formées à froid	Quelconque	c	c	
Sections en caisson soudées 	En général (sauf comme indiqué ci-dessous)	Quelconque	b	b	
	Soud. épaisses : $\lambda \geq 0,5 t_f$ $h/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Quelconque	c	c	
Sections en U, T et pleines 		Quelconque	a	c	
Sections en L 		Quelconque	b	b	

Courbe de flambement	A	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,21	0,34	0,49	0,79

Annexe D

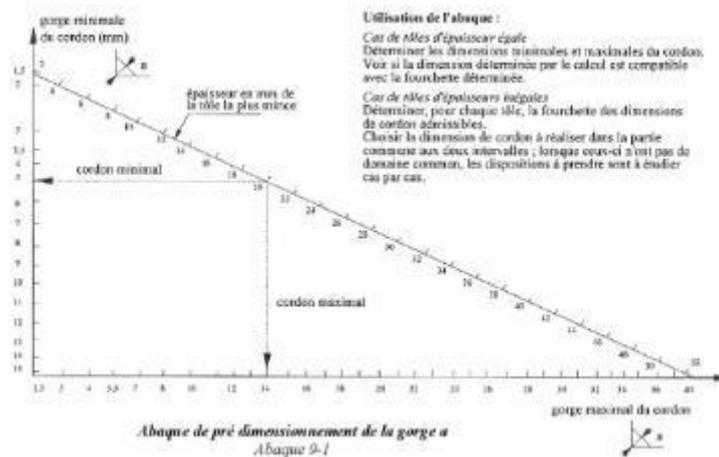
Chapitre VII : Calcul des Assemblages

Désignations	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d ₀ trou normal	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A _f	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
Ø rondelle	24	27	30	34	37	40	44	50	52
d _m	19,39	22,63	25,86	29,09	32,32	36,63	38,79	44,17	49,56

- d diamètre nominal du boulon (celui de la partie non filetée)
- d₀ diamètre du trou normal
- A aire de la section de la tige lisse du boulon
- A_f section résistante de la partie filetée
- d_m moyenne entre surangle et surplat pour le calcul de B_{p,Rd} (valeurs pour les boulons HM uniquement).

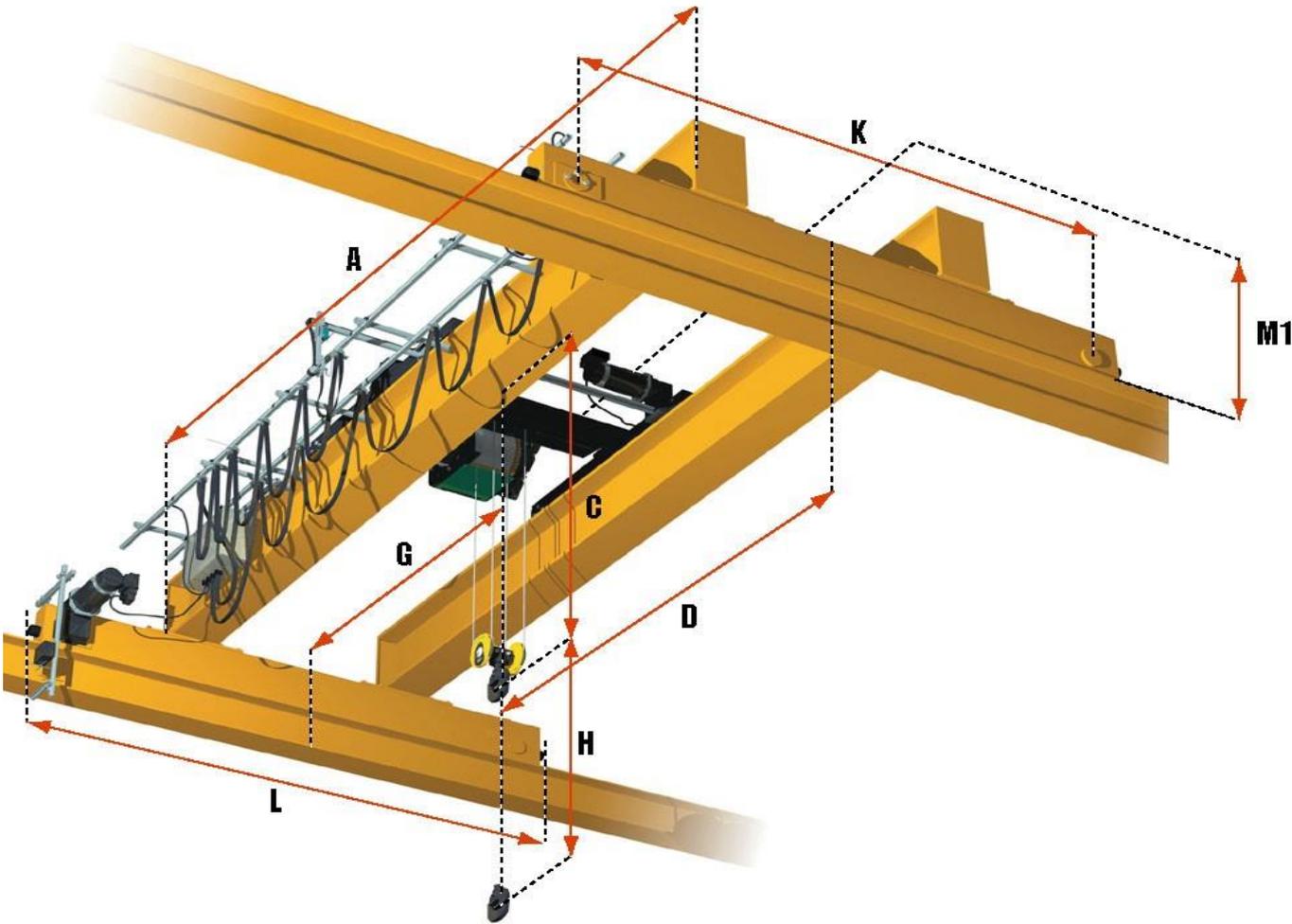
Tableau 3.1 - Valeurs nominales de la limite d'élasticité f_{yk} et de la résistance ultime à la traction f_{tk} pour les boulons

Classe de boulons	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f _{yk} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f _{tk} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000



Annexe E

Chapitre III : Pont roulant




 PONT BIPOUTRE POSE
 DIMENSIONS

PAGE 19

CAPACITE DE CHARGE	PORTEE A	C	D	G	H	K	L	M	REACTION VERT. MAXI PAR GALET STATIQUE SOUS CHARGE NOMINALE [°] (kN)	REACTION VERT. MINI PAR GALET STATIQUE [°] (kN)	POIDS PONT EQUIPE SANS PALAN NI CHARGE (kg)	PUISSANCE ELECTRIQUE TOTALE DU PONT EQUIPE [**] (kW)
(Tonnes)	(m)	(mm)										
10 t	5	485	660	660	4,5	2200	2590	970	50,3	1,13	1750	6,1
	6	485	660	660	4,5	2200	2590	970	52	1,07	1970	6,1
	7	485	660	660	4,5	2200	2590	990	53,6	1,08	2320	6,1
	8	485	660	660	4,5	2200	2590	1010	55,1	1,10	2680	6,1
	9	485	660	660	4,5	2200	2590	1070	57	1,21	3300	6,1
	10	485	660	660	4,5	2200	2590	1070	58,1	1,24	3590	6,1
	11	485	660	660	4,5	2200	2620	1120	59,9	1,37	4210	6,1
	12	485	660	660	4,5	2200	2620	1120	60,9	1,42	4530	6,1
	13	485	660	660	4,5	2200	2620	1170	62,8	1,58	5260	6,4
	14	485	660	660	4,5	2200	2620	1170	63,8	1,65	5610	6,4
	15	485	660	660	4,5	2200	2620	1220	65,6	1,80	6290	6,4
	16	485	660	660	4,5	2700	3150	1270	67,8	2,00	7150	6,4
	17	485	660	660	4,5	2700	3150	1230	70,6	2,27	8250	6,4
	18	485	660	660	4,5	2700	3150	1280	72,9	2,48	9160	7,3
	19	485	660	660	4,5	2700	3150	1550	69,1	2,07	7550	6,4
	20	485	660	660	4,5	3100	3550	1670	70,6	2,20	8100	6,4
	21	485	660	660	4,5	3100	3550	1670	71,6	2,28	8460	7,3
	22	485	660	660	4,5	3100	3550	1670	73,7	2,46	9220	7,3
	23	485	660	660	4,5	3800	4250	1680	75,8	2,67	10060	7,3
	24	485	660	660	4,5	3800	4250	1680	77,8	2,86	10850	7,3
	25	485	660	660	4,5	3800	4250	1680	79,7	3,02	11540	7,3
	26	485	660	660	4,5	3800	4250	1920	81,4	3,18	12170	7,3
	27	485	660	660	4,5	3800	4250	1920	82,6	3,28	12610	7,3
	28	485	660	660	4,5	4500	5010	2030	85,3	3,54	13670	7,3
	29	485	660	660	4,5	4500	5010	2030	86,4	3,64	14100	7,3
	30	485	660	660	4,5	4500	5010	2030	89,6	3,94	15290	7,3

Palan à câble Birail type VT208114E14CNP3405KEM20E0 - Course maxi du crochet = 4,5 m - Poids du palan = 530 kg - Groupe FEM = MA
 Déplacement latéral du crochet - E = 40

[*] Avec un palan à câble type VT Birail
 [**] Tension = 400 V - Fréquence = 50 Hz

Annexe F

Chapitre VIII : Protection de la Structure et management

	Bâtiment à simple RDC	Bâtiment multi-étagé			
		H ≤ 8m	8 < H ≤ 28m	28 < H ≤ 50m	50m < H
R0	Bâtiment industriel Immeuble bureau ERP ^(a) (5 cat.)	Bâtiment industriel Immeuble bureau ERP ^(b) (5 cat.)	X	X	X
R15	X	Hab. ^(d) (fam. 1)	X	X	X
R30	ERP ^(a) (1,2,3 et 4 cat.)	ERP ^(a) (2,3 et 4 cat.) Hab. ^(d) (fam. 2)	X	X	X
R60	X	ERP ^(b) (1 cat.)	ERP ^(c) (2,3,4 et 5 cat.) Hab. ^(d) (fam. 3) – Bâtiment industriel Immeuble bureau	X	X
R90	X	X	ERP (1 cat.)	Hab. ^(d) (fam. 4)	X
R120	X	X	X	IGH (sauf habitation)	IGH (H≤200m)
≥ R180	X	X	X	X	IGTH (H≤200m)

^(a) RO selon conditions de l'article C014 de l'arrêté du 25 juin 1980
^(b) RO pour la structure de toiture selon conditions de l'article C013 de l'arrêté du 25 juin 1980
^(c) RO selon condition de l'article C015 de l'arrêté du 25 juin 1980
^(d) Degré de stabilité au feu exigé pour les éléments verticaux porteurs et les planchers

Tableau 1 : Exigences de résistance au feu en fonction du type de bâtiment

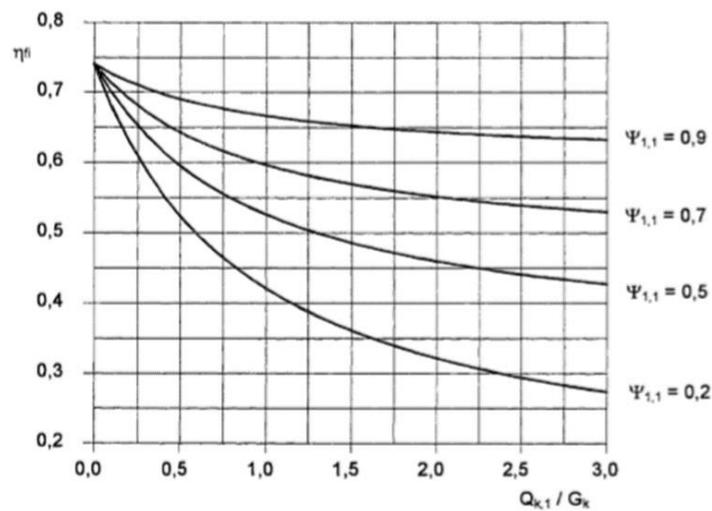


Figure 2.1 : Variation du facteur de réduction η_{fi} en fonction de $Q_{k,1} / G_k$

SRI - 09/1/c - CR-MSS/PB
27/08/2009

Température de l'acier θ_a	Facteur de réduction pour les sections à parois minces laminées à chaud et soudées		
	$k_{E,\theta}$	$k_{0,2p,\theta}$	$k_{y,\theta}$
20 °C	1,000	1,000	1,000
100 °C	1,000	1,000	1,000
200 °C	0,900	0,896	1,000
300 °C	0,800	0,793	1,000
400 °C	0,700	0,694	1,000
500 °C	0,600	0,557	0,780
600 °C	0,310	0,318	0,470
700 °C	0,130	0,150	0,230
800 °C	0,090	0,078	0,110
900 °C	0,0675	0,048	0,060
1000 °C	0,045	0,032	0,040
1100 °C	0,0225	0,046	0,020
1200 °C	0,000	0,000	0,000

Pour des valeurs intermédiaires de température de l'acier, une interpolation linéaire peut être utilisée.

Tableau 5 : Facteurs de réduction pour l'acier au carbone pour le calcul aux températures élevées

Pour les portiques multi-travées, cette vérification doit être menée pour chaque travée.

Profil	$W_{ply} \times 10^{-6} (m^3)$	15 min		Profil	$W_{ply} \times 10^{-6} (m^3)$	15 min	
		$\theta_a (°C)$	$k_{y,\theta}$			$\theta_a (°C)$	$k_{y,\theta}$
IPEA100	33,98	713	0,214	IPE270	484,0	670	0,301
IPE100	39,41	708	0,220	IPEA300	541,8	680	0,279
IPEA120	49,87	711	0,216	IPE300	628,4	664	0,316
IPE120	60,73	705	0,224	IPEA330	701,9	671	0,298
IPEA140	71,60	710	0,218	IPE330	804,3	655	0,338
IPE140	88,34	702	0,228	IPEA360	906,8	662	0,321
IPEA160	99,09	708	0,221	IPE360	1019	644	0,364
IPE160	123,9	698	0,236	IPEA400	1144	656	0,335
IPEA180	135,3	705	0,225	IPE400	1307	635	0,387
IPE180	166,4	693	0,246	IPEA450	1494	648	0,355
IPEA200	181,7	700	0,229	IPE450	1702	624	0,411
IPE200	220,6	688	0,259	IPEA500	1946	635	0,385
IPEA220	240,2	695	0,242	IPE500	2194	612	0,441
IPE220	285,4	683	0,272	IPEA550	2475	624	0,413
IPEA240	311,6	689	0,255	IPE550	2787	598	0,476
IPE240	366,6	675	0,289	IPEA600	3144	608	0,449
IPEA270	412,5	686	0,264	IPE600	3512	582	0,524

Tableau 2 : Valeurs du facteur de réduction $k_{y,\theta}$ pour les profilés en acier de type IPE

Profil	$W_{pl,y}$ $\times 10^{-4}$ (m^3)	15 minutes		Profil	$W_{pl,y}$ $\times 10^{-4}$ (m^3)	15 minutes	
		θ_a ($^{\circ}C$)	$k_{y,a}$			θ_a ($^{\circ}C$)	$k_{y,a}$
HE100A	83,01	675	0,288	HE220A	568,5	630	0,398
HE100B	104,20	652	0,344	HE220B	827,0	564	0,582
HE100M	235,80	533	0,678	HE220M	1419,0	454	0,882
HE120A	119,5	676	0,288	HE240A	744,6	614	0,437
HE120B	165,2	639	0,376	HE240B	1053,0	548	0,630
HE120M	350,6	518	0,723	HE240M	2117,0	406	0,986
HE140A	173,5	669	0,305	HE260A	919,8	606	0,456
HE140B	245,4	626	0,409	HE260B	1283,0	541	0,653
HE140M	493,8	505	0,765	HE260M	2524,0	401	0,998
HE160A	245,1	659	0,329	HE280A	1112	598	0,476
HE160B	354,0	607	0,454	HE280B	1534	534	0,675
HE160M	674,6	488	0,805	HE280M	2966,0	396	1,000
HE180A	324,9	653	0,341	HE300A	1383	582	0,525
HE180B	481,4	593	0,492	HE300B	1869,0	519	0,719
HE180M	883,4	477	0,831	HE300M	4078	353	1,000
HE200A	429,5	643	0,366	HE320A	1628	567	0,572
HE200B	642,5	577	0,541	HE320B	2149	508	0,756
HE200M	1135,0	464	0,859	HE320M	4435	353	1,000
HE340A	1850	558	0,599	HE600A	5350	513	0,738
HE340B	2408	501	0,776	HE600B	6425	471	0,843
HE340M	4718	357	1,000	HE600M	8772	401	0,997
HE360A	2088	549	0,626	HE650A	6136	511	0,746
HE360B	2683	495	0,791	HE650B	7320	470	0,846
HE360M	4989	362	1,000	HE650M	9657	407	0,984
HE400A	2562	538	0,661	HE700A	7032	505	0,764
HE400B	3232	486	0,809	HE700B	8327	465	0,856
HE400M	5571	370	1,000	HE700M	10540	413	0,971
HE450A	3216	527	0,694	HE800A	8699	506	0,762
HE450B	3982	479	0,825	HE800B	10230	468	0,851
HE450M	6331	379	1,000	HE800M	12490	422	0,951
HE500A	3949	518	0,724	HE900A	12580	499	0,782
HE500B	4815	472	0,840	HE900B	14440	463	0,861
HE500M	7094	387	1,000	HE900M	16990	431	0,931
HE550A	4622	516	0,731	HE1000A	12820	499	0,7812
HE550B	5591	472	0,841	HE1000B	14860	464	0,858
HE550M	7933	394	1,000	HE1000M	16570	439	0,9137

Tableau 4 : Valeurs du facteur de réduction $k_{y,a}$ pour les profilés en acier de type HE

ANNEXE G

Rapport du sol

Unité de Tiemcen

SONDAGE CAROTTE					FORAGE		TUBAGE		
Dossier N° : ES//UT/2013 Projet : 20 Logements promotionnels à Bouhenak Chef de Poste : BELMEGRI Ingénieur Chef de Projet : Mr A.ER. BENSENOUCI					Ø mm	Jusqu'à	Ø mm	Jusqu'à	
					Coordonnées X = Y =				Sondeuse : ... CR 750.....
				SONDAGE					
						N°2		Feuille N° 01	
Dates	Echantillons Paraffines (m)	Piézo	Carottage		Stratigraphie	Prof (m)	N.G.F (m)	DESCRIPTION	
			Passe (m)	Récup (%)					
27/09/2013					0.20			Remblai marneux	
					0.80			Terre végétale	
		3.35-3.85			1			Marne verdâtre peu concrétionnaire en surface sableuse pateuse a mi- raide	
					2				
		5.70-6.00			3				
				4					
					5				
					6				
					7				
					8				
					9				
					10				
					11				
					12				
					13				
					14				
					15				
Niveau d'eau (m)							Pertes d'Eau (m)		
					Remarques				
					fin de sondage à 10.00m				

LTPO – Unité de Tiemcen		ETUDE DE SOL : 20 Logements promotionnels		Dpt T: W.A/H.D/N.B	A19 / 22
Etablie le : 29/10/2013		Bouhenak			
Révisée le : 31/10/2013					
Indice de révision : 1					

2°/ - Sécurité vis-à-vis de la rupture :

Elle est donnée par la relation de Terzaghi, pour des semelles filantes :

$$Q_{ad} = \gamma_h \cdot D + 1/F \left(\gamma_h B/2 N_\gamma + \gamma_h \cdot D(N_q - 1) + C N_c \right)$$

Avec :

γ_h : Densité = 1,87 t/m³

D : Ancrage = 2 m

F : Coef. De sécurité = 3

B : Largeur de la semelle = 1,00m

C : Cohésion = 37 Kpa = 3,7 t/m²

$$\varphi : \text{Angle de frottement} = 2^\circ \begin{cases} N_\gamma = - \\ N_q = 1,56 \\ N_c = 6,47 \end{cases}$$

$$Q_{ad} = 1,30 \text{ bars}$$

3°/ - Sécurité vis-à-vis au poinçonnement :

Courbe oedométrique sondage n°1 profondeur 3.50 - 3.80 m Ct=0.20

$$\Delta h = h \cdot \Delta e / (1 + e_i)$$

$$\Delta e = e_i - e_f$$

e_i : indice des vides Initial

e_f : indice de vides finale

H : hauteur en m

Pour :

$$Q = 1,30 \text{ bars} \rightarrow \Delta h = 4,4 \text{ cm (acceptable)}$$

2°/ - Sismicité :

D'après le RPA 99, version 2003, la région de Bouhenak - commune de Mansourah se trouve dans la zone 1.

LTPO - Unité de Tiemcen		ETUDE DE SOL : 20 Logements promotionnels	
Etablie le : 29/10/2013	Bouhenak		Dpt T : W.A/H.D/N.B
Révisée le : 31/10/2013			5/9
Indice de révision : 1			

- Indice de consistance :

$$1.17 \leq I_c \leq 1.21$$

Sol à consistance dur

- Activité d'argile :

$$0.52 \leq A \leq 0.72$$

Sol inactif

Par ailleurs, le minéral auquel est associée cette argile, appartient à la famille des Illites qui présentent des propriétés colloïdales accusées, pouvant absorber l'eau dans des proportions considérables, en donnant lieu à des gonflements caractéristiques.

b – Essais mécaniques :- Oedomètre:

$$0.20 \leq C_t \leq 0.29$$

$$0.08 \leq C_g \leq 0.10$$

$$0.98 \leq P_c \leq 1.3 \text{ bar} > 0.72 \leq P_0 \leq 1.06 \text{ bar}$$

Sol surconsolidé, à compressibilité moyenne et à gonflement important.

- Pression de gonflement :

$$1.25 \leq E_g \leq 2.50 \text{ bars}$$

- Cisaillement :

$$32 \leq C \leq 37 \text{ Kpa} = 0.32 \leq C \leq 0.37 \text{ bar}$$

$$01 \leq \Phi \leq 02^\circ$$

$$30 \leq W \leq 35\%$$

c – Essais chimiques :

$16 \leq \text{CaCo}_3 \leq 32 \%$ il s'agit d'une marne parfois sableuse.

MODE DE FONDATION1° - Système de fondations :

Les sols en place sont de composition géologique prédominante représentée par des marnes verdâtres concrétionnées parfois sableuses surmontées parfois par une couche centimétrique de terre végétale et de remblai (0.60m-0.20m respectivement, du côté Est).

Ces marnes rencontrées se caractérisent par une plasticité élevée, moyennement compressible avec un potentiel de gonflement important.

En ce sens, le laboratoire recommande de passer par un système de fondation de type superficiel sur semelles filantes ancrées à 2.00m.

LTPO – Unité de Tiemcen			
Établie le : 29/10/2013	ETUDE DE SOL : 20 Logements promotionnels		
Révisée le : 31/10/2013	Bouhenak		Dpt T : W.A/H.D/N.B
Indice de révision : 1			4/9

ANNEXE H :

Management du projet

1		Etude	127 jrs	
1.1		Appel d'offre	20 jrs	
1.2		Rapport du sol	15 jrs	2
1.3		Etude topographique	7 jrs	3
1.4		Etude Architectural	25 jrs	4
1.5		Etude génie civil	20 jrs	5
1.6		Etude corps d'état secondaire	20 jrs	6
1.7		Cahier de charge	20 jrs	7
2		Fourniture	55 jrs	
2.1		Béton	2 jrs	8
2.2		Profilé et boulon	15 jrs	8
2.3		Panneau sandwich	5 jrs	8
2.4		Maçonnerie	15 jrs	8
2.5		Equipement plomberie, électricité	3 jrs	8
2.6		Equipement assainissement	5 jrs	8
2.7		ferailage	10 jrs	
3		infrastructure	172 jrs	
3.1		terrassement plan de masse	2 jrs	
3.2		implantation des semelles et bornage de la sructure	2 jrs	4;18,6
3.3		ouverture des fouilles pour semelles	7 jrs	19
3.4		fouilles en tranchées pour longrines	3 jrs	20DD
3.5		fouilles pour assinissement	2 jrs	21DD;15
3.6		béton de propreté	1 jr	3;22;10

3.7		ferraillage pour semelle et longrine	7 jrs	16;23
3.8		coffrage des semelles	5 jrs	24
3.9		pose de ferraillage	2 jrs	25
3.10		coulage du béton	2 jrs	26
3.11		coffrage des futs et longrines	4 jrs	27
3.12		pose ferraillage des futs et longrines	4 jrs	28
3.13		Badigeonnage en flintkote ote	2 jrs	29
3.14		remblais des vides	2 jrs	30
3.15		hésionage en pierre seches	2 jrs	31
3.16		arrosage+ compactage	2 jrs	32
3.17		pose de treillis soudée pour plate forme	1 jr	33
3.18		coulage de la plate forme	1 jr	34
3.19		pose des plaques de préscllement avec les tiges sur fut	2 jrs	35;4;11
3.20		coulage des réservation des futs	1 jr	36
4		 fabrication de la charpente	174 jrs	
4.1		dessin technique de la structure	15 jrs	6;18DD
4.2		achat de la matière première	15 jrs	11;39

4.3		▸ lancement de la fabrication au niveau de l'atelier	70 jrs	
4.3.1		fabrication des plaques	4 jrs	40
4.3.2		débitages des pièces	20 jrs	42DD
4.3.3		assemblage et soudage des pièces	30 jrs	43
4.3.4		peinture	15 jrs	44
4.3.5		expédition sur chantiers	5 jrs	45
5		▸ superstructure	129 jrs	
5.1		montage des poteaux	5 jrs	46
5.2		montage des poutres principales +secondaires	5 jrs	48DD
5.3		montage des solives	5 jrs	49
5.4		montage des traverses +sablères	7 jrs	50
5.5		montage des pannes	10 jrs	51
5.6		montage des contreventement + stabilité	7 jrs	52
5.7		pose de la toiture (panneau sandwich)	4 jrs	51DD
5.8		maçonnerie et enduit	25 jrs	12
6		▸ Installation corps d'état secondaire	70 jrs	
6.1		Plomberie	50 jrs	14
6.2		Electricité	20 jrs	14,54DD

