

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abou Bekr Belkaid - Tlemcen  
Faculté de Technologie, Département de Génie Civil



Mémoire d'Obtention du Diplôme de  
MASTER en Génie civil  
Option : Construction métallique et mixte.

THEME :

**ETUDE D'UNE HALLE INDUSTRIELLE AVEC UN  
PONT ROULANT A MAGHNA ,WILAYA DE  
TLEMCEN**

Présenté le juin 2019 par :

Mr. DERFOUF ABD-EL-ILAH

Mr. BENDAHOU AZZEDDINE

Devant le jury composé de :

Mr. KAZI TANI N

Président

Mr. BENYELLES C

Examineur

Mr. CHERIF Z.E.A

Encadrant

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## Dédicaces

C'est grâce à **ALLAH azza wa djal** seul que j'ai pu achever ce modeste travail , je le dédie spécialement à :

Ceux qui m'ont amené au monde , mes très chers parents , source d'amour , de tendresse et de soutien , qui m'ont encouragé tout au long de mon cursus que Allah me les protègent.

Mes frères et sœurs.

Toute la famille **Bendahou**.

A mon frère et mon binôme **Abd-el-ilah** pour son amitié , son aide et son courage et toute sa famille.

A toutes les personnes que je connais de près ou de loin.

A toute la promotion de Génie civil **2018/2019** , en particulier mes collègues de la promotion charpente métallique et mixte.

**Bendahou Azzeddine**

## Dédicaces

C'est grâce à **ALLAH azza wa djal** seul que j'ai pu achever ce modeste travail , je le dédie spécialement à :

Ceux qui m'ont amené au monde , mes très chers parents , source d'amour de tendresse et de soutien , qui m'ont encouragé tout au long de mon cursus que Allah me les protègent.

Mes frères et sœurs , **Fouad** , **Mohamed** , **Ilham** et la petite **Manar**.

Toute la famille **Derfouf** et **Oussahla**.

A mon frère et mon binôme **Azzeddine** pour son amitié , son aide et son courage et toute sa famille.

A toutes les personnes que je connais de près ou de loin.

A toute la promotion de Génie civil **2018/2019** , en particulier mes collègues de la promotion charpente métallique et mixte.

**Derfouf Abd-el-ilah**



## Remerciements

Avant d'entamer notre présent projet , nous tenons à adresser nos sincères remerciements tout d'abord à **ALLAH azza wa djal** le clément et le miséricordieux de nous avoir gardé en bonne santé et qui nous a accordé la patience , le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.

Ensuite , Nous tenons à remercier nos chers parents et nos familles pour leurs sacrifices et leurs soutiens continus. Nos remerciements vont aussi à nos amis et nos collègues qui nous ont encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous exprimons notre profonde reconnaissance et notre parfaite gratitude à notre encadreur , Monsieur **Cherif Z.E.A** , pour avoir accepté de nous guider sur la bonne voie du travail avec son aide inestimable et ses renseignements précieux.

Nos vifs remerciements s'adressent également à **Mr Kazi Tani.N** pour son aide inestimable et ses renseignements précieux ainsi que d'avoir accepté de présider notre jury. Aussi , à **Mr Benyelles.C** d'avoir accepté de juger notre travail et de l'enrichir par ses propositions.

Nous remercions aussi tous les enseignants du département génie civil qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions nos futurs docteurs pour leurs soutiens , spécialement

**Dr : Benkraled.i , Benyelles.M.H , Benyelles.C , Merad.S et Basri.H.**

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

**Bendahou.A et Derfouf.A**

## Résumé

Ce projet consiste à faire une étude et un dimensionnement d'une halle industrielle en charpente métallique avec un pont roulant , située dans la commune de **Maghnia** dans la wilaya de **Tlemcen**. Ce projet comporte plusieurs parties , en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges. Ensuite , l'étude climatique (**neige et vent**) selon le «**RNV99 Version 2013**» a été réalisé. Puis l'étude du pont roulant selon le règlement «**CTICM**» et le dimensionnement des éléments secondaires sont traités. Après , l'étude dynamique selon le «**RPA99 Version 2003**» est entamée. Pour décider de l'ossature finale de notre halle , la vérification des éléments principaux et le calcul des différents assemblages nécessaires selon le «**CCM97**» s'imposent. Le projet repose sur des fondations qui sont calculées selon le «**BAEL91**». Enfin , l'étude technico-économique fait l'objet du dernier chapitre. Le logiciel **ROBOT** a été l'outil informatique utilisé tout au long de l'analyse de notre étude.

**Mots clés :** charpente métallique , pont roulant , étude dynamique , assemblage , fondation.

## ملخص

هذا المشروع يتمثل في دراسة وتصميم مبنى ذو هيكل معدني مزود بجسر رافع متحرك، متواجد بدائرة مغنية ولاية تلمسان. يتكون هذا المشروع من عدة أجزاء، في المقام الأول ، تقييم الأحمال ، بعدها دراسة مناخية (الثلوج و الرياح) وفقا ل «**RNV99 Version 2013**» و أجرينا دراسة الجسر الرافع المتحرك وفقا ل «**CTICM**» ثم أبعاد العناصر الثانوية . وبعد ذلك تطرقنا لدراسة ديناميكية وفقا للمنشور «**RPA99 Version 2003**». من أجل تقرير الهيكل ، النهائي للمشروع لا بد من دراسة العناصر الرئيسية المختلفة إضافة إلى كيفية الربط بين مختلف العناصر وفقا للمنشور «**CCM97**» يستند المشروع على أسس التي تدرس وفقا للمنشور «**BAEL91**». أخيرا ، الدراسة التقنية الاقتصادية كانت اخر جزء برنامج **ROBOT** كان الوسيلة المستعملة لدراسة المشروع. الكلمات المفتاحية : هيكل معدني ، جسر رافع متحرك ، دراسة ديناميكية ، التجميع ، الأسس.

## ABSTRACT

This project is to study and design an industrial building of metal frame with an overhead crane located in the commune of **Maghnia** , wilaya of **Tlemcen**. This project consists of several parts. In the first place the evaluation of charges and surcharges .Then , the climatic study (**Wind and Snow**) according to the «**RNV Version 2013**». Then , the study of the overhead crane was carried out according to the «**CTICM**» code and the dimensioning of the secondary elements are treated.After that , the dynamic study according to the «**RPA99 Version 2003**» is started. To decide on the final frame of our hall , the sizing of the main various elements and calculating the different connections according to the «**CCM97**» is needed. The project is based on foundations that are calculated We finished according to the «**CBA**». Finally, the technico-economical study is the subject of the last chapter. **ROBOT** software was the computer tool used any analysis of our study.

**Keywords :** metal frame , overhead crane , assemblies , study dynamic , foundation.

# Sommaire

<b>Dédicaces</b> .....	I
<b>Dédicaces</b> .....	II
<b>Remerciements</b> .....	III
<b>Résumé</b> .....	IV
<b>ملخص</b> .....	IV
<b>Abstract</b> .....	IV
<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>Chapitre I : Généralités sur la conception de l'ouvrage</b> .....	2
<b>I.1</b> Présentation du projet .....	3
<b>I.2</b> Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	3
<b>I.2.1</b> La géométrie de l'ouvrage .....	3
<b>I.2.2</b> Les caractéristiques géométriques du pont roulant .....	4
<b>I.3</b> Localisation et données concernant le site .....	4
<b>I.4</b> Règlements utilisés .....	5
<b>I.5</b> Logiciels utilisés .....	5
<b>I.6</b> Matériaux .....	5
<b>I.6.1</b> L'acier de construction métallique ( <b>profilé</b> ) .....	5
<b>I.6.2</b> Couverture .....	5
<b>I.6.3</b> Béton .....	5
<b>I.7</b> Les assemblages .....	6
<b>I.7.1</b> Le soudage .....	6
<b>I.7.2</b> Le boulonnage .....	6
<b>Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges</b> .....	7
<b>II.1</b> Introduction .....	8
<b>II.2</b> Charges permanentes .....	8
<b>II.3</b> Charges d'exploitation de la toiture .....	8
<b>II.4</b> Charges climatiques .....	9
<b>II.4.1</b> La charge de neige .....	9
<b>II.4.1.1</b> Charge de neige au sol ( <b>S<sub>k</sub></b> ) .....	9
<b>II.4.1.2</b> Coefficient d'ajustement ( <b>μ</b> ) .....	9
<b>II.4.1.3</b> Charge de neige ( <b>S</b> ) .....	10
<b>II.4.2</b> Charge du vent .....	10
<b>A</b> / Données relatives au site .....	10
<b>B</b> / Détermination de la pression due au vent .....	10
<b>B.1</b> Pression dynamique ( <b>q<sub>p</sub></b> ) .....	11
<b>a</b> ) Coefficient de topographie <b>C<sub>t</sub></b> ( <b>z</b> ) .....	11

b) Coefficient de rugosité $C_r(z)$ .....	11
c) Intensité de la turbulence $I_v(z)$ .....	12
<b>B.2</b> Les coefficients de pressions .....	13
a) Coefficient de pression extérieure ( $C_{pe}$ ) .....	13
1) Vent sur pignon sens ( $V1 = V3$ ) .....	14
2) Vent sur long pan sens ( $V2 = V4$ ) .....	16
b) Coefficient de pression intérieur ( $C_{pi}$ ) .....	18
1/ Sens $V1$ et $V3$ .....	18
2/ Sens $V2$ et $V4$ .....	18
<b>B.3</b> Valeurs de la pression due au vent $W(Z_j)$ .....	19
1/ Vent sur le pignon sens ( $V1, V3$ ) .....	19
2/ Vent sur le long pan sens ( $V2, V4$ ) .....	21
C/ Détermination des forces de frottement du vent .....	23
<b>II.5</b> Conclusion .....	23
<b>Chapitre III : Etude du pont roulant</b> .....	24
<b>III.1</b> Introduction .....	25
<b>III.2</b> Caractéristiques du pont roulant .....	27
<b>III.3</b> Types de ponts roulants .....	28
<b>III.4</b> Classement des ponts roulants .....	28
<b>III.5</b> Description générale du calcul .....	29
<b>III.6</b> Définition et calcul des charges .....	30
<b>III.6.1</b> Charges verticales ( $R_{Vmax}$ ) .....	30
<b>III.6.2</b> Charges horizontales transversales ( $R_{Hmax}$ ) .....	30
<b>III.6.2.1</b> Palan au milieu de la portée du pont .....	30
<b>III.6.2.2</b> Palan à distance minimale du chemin de roulement .....	30
<b>III.6.3</b> Charges horizontales longitudinales ( $R_{Lmax}$ ) .....	30
<b>III.7</b> Choix du rail .....	31
<b>III.8</b> Dimensionnement de la poutre de roulement .....	32
<b>III.8.1</b> Condition de la flèche .....	32
<b>III.8.2</b> Vérification de la flèche .....	33
<b>III.8.3</b> Détermination de la classe du profilé .....	34
<b>III.8.4</b> Résistance du profilé sous charges verticales .....	34
<b>III.8.5</b> Vérification du profilé sous charge horizontale .....	36
<b>III.8.6</b> Résistance de l'âme au voilement par cisaillement .....	36
<b>III.8.7</b> Résistance au déversement .....	37
<b>III.8.8</b> Résistance de l'âme à la charge transversale .....	38
<b>III.8.9</b> Résistance au voilement de l'âme .....	39
<b>III.8.10</b> Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme .....	40
<b>III.9</b> Calcul du support du chemin de roulement .....	40
<b>III.9.1</b> Charge verticale sur le chemin de roulement .....	40
<b>III.9.2</b> Charge horizontale sur le chemin de roulement .....	41
<b>III.9.3</b> Dimensionnement du support de chemin de roulement .....	41
<b>III.9.4</b> Détermination de la classe de la section transversale .....	42

III.9.5	Vérification au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme .....	43
III.9.6	Vérification à l'effort tranchant .....	43
III.9.7	Vérification de la flèche .....	44
III.10	Conclusion .....	44
<b>Chapitre IV</b>	<b>Dimensionnement des éléments secondaires</b> .....	45
IV.1	Introduction .....	46
IV.2	Etude des éléments secondaires .....	46
IV.2.1	Calcul des chéneaux .....	46
IV.2.2	Calcul des pannes .....	47
A.	Espacement entre les pannes .....	47
A.1	Charges à prendre en considération .....	47
A.2	Combinaisons des charges .....	48
A.3	Moment maximal pour une poutre continue sur 8 appuis simples .....	48
A.4	Vérification de l'espacement .....	49
A.5	Vérification de la flèche .....	49
B.	Dimensionnement des pannes .....	49
B.1	Détermination des sollicitations .....	50
B.2	Combinaison des charges .....	52
B.3	Vérification de la résistance des pannes à l'ELU .....	53
B.4	Vérification de l'aptitude de service (ELS) .....	54
B.5	Détermination de la classe du profilé <b>IPE 140</b> .....	54
C.	Résistance de la panne au déversement .....	55
D.	Résistance de l'âme au voilement par cisaillement .....	56
E.	Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme .....	57
F.	Calcul de l'échantignolle .....	57
F.1	Dimensionnement de l'échantignolle .....	58
a)	L'excentrement " t " .....	58
b)	Calcul du moment de renversement " $M_r$ " .....	58
c)	calcul de l'épaisseur de l'échantignolle .....	59
IV.2.3	Calcul des lisses de bardage .....	59
IV.2.3.1	Espacement entre les lisses .....	60
IV.2.3.2	Dimensionnement des lisses .....	60
A.	Evaluation des charges et surcharges .....	60
B.	Détermination des sollicitations .....	61
C.	Détermination de la classe du profilé <b>UPN 180</b> .....	61
D.	Vérification de la résistance des lisses à l'ELU .....	61
E.	Vérification de la flèche <b>UPN 180 (ELS)</b> .....	62
IV.2.4	Calcul des potelets .....	63
IV.2.4.1	Évaluations des charges et surcharges revenantes au potelet le plus Sollicité .....	63
IV.2.4.2	Vérification de la section du potelet à la résistance (ELU) .....	64
A.	Détermination de la classe du profilé <b>IPE 330</b> .....	64
B.	Vérification de la résistance à l'ELU .....	65
C.	Résistance au flambement .....	65

IV.3 Conclusion .....	67
<b>Chapitre V : Etude sismique</b> .....	68
V.1 Introduction .....	69
V.2 Principe de la méthode .....	69
V.3 Classification .....	69
V.3.1 Classification des zones sismiques .....	69
V.3.2 Classification de l'ouvrage .....	70
V.4 Détermination des paramètres du spectre de réponse de calcul .....	70
V.4.1 Coefficient d'accélération de zone <b>A</b> .....	70
V.4.2 Coefficient de comportement global de la structure <b>R</b> .....	70
V.4.3 Le pourcentage d'amortissement critique $\xi$ .....	70
V.4.4 Facteur de correction d'amortissement $\eta$ .....	70
V.4.5 Périodes <b>T<sub>1</sub></b> , <b>T<sub>2</sub></b> du site .....	71
V.4.6 Facteur de qualité <b>Q</b> .....	71
V.4.7 Spectre de réponse de calcul .....	73
V.5 Analyse dynamique de la structure .....	73
V.6 Modélisation de la structure .....	73
V.7 Analyse modale .....	75
V.8 Vérification de la structure .....	76
V.8.1 Vérification de la période fondamentale de la structure .....	76
V.8.2 Vérification de l'effort tranchant à la base .....	77
V.8.3 Vérification des déplacements .....	78
V.9 Conclusion .....	79
<b>Chapitre VI : Vérification des éléments structuraux</b> .....	80
VI.1 Introduction .....	81
VI.2 Vérification des traverses .....	81
VI.2.1 Détermination de la classe de la section transversale du profilé <b>IPE 360</b> .....	81
VI.2.2 Vérification au cisaillement .....	82
VI.2.3 Vérification de la résistance à la flexion composée.....	82
VI.2.4 Vérification de la flèche ( <b>ELS</b> ) .....	85
VI.3 Vérification des poteaux .....	85
VI.3.1 Détermination de la classe de la section transversale du profilé <b>HEA 360</b> .....	85
VI.3.2 Vérification au cisaillement .....	86
VI.3.3 Vérification de la résistance à la flexion composée.....	86
VI.3.4 Vérification du déplacement ( <b>ELS</b> ).....	89
VI.4 Vérification des contreventements .....	90
VI.4.1 Vérification à la traction .....	90
VI.5 Vérification des stabilités en <b>X</b> .....	91
VI 5.1 Vérification à la traction .....	91

<b>VI.6</b> Vérification de la sablière .....	92
<b>VI.6.1</b> Détermination de la classe de la section transversale du profilé <b>HEA 140</b> .....	92
<b>VI.6.2</b> Vérification de la résistance à la flexion simple .....	93
<b>VI.6.3</b> Vérification de la flèche ( <b>ELS</b> ) .....	93
<b>VI.7</b> Conclusion .....	93
<b>Chapitre VII : Calcul des assemblages</b> .....	94
<b>VII.1</b> Introduction .....	95
<b>VII.2</b> Calcul des assemblages .....	95
<b>VII.2.1</b> Assemblage poteau – traverse ( <b>HEA 360 – IPE 360</b> ) .....	95
<b>VII.2.1.1</b> Efforts sollicitant .....	96
<b>VII.2.1.2</b> Soudure de la platine .....	96
<b>VII.2.1.3</b> Disposition constructive .....	98
<b>VII.2.1.4</b> Détermination des efforts dans les boulons.....	99
<b>VII.2.1.5</b> Vérification la résistance de l’assemblage .....	99
<b>VII.2.1.6</b> Vérification des boulons à l’interaction cisaillement – traction.....	100
<b>VII.2.1.7</b> Vérification au poinçonnement de la semelle du poteau.....	101
<b>VII.2.1.8</b> Vérification à la pression diamétrale.....	101
<b>VII.2.1.9</b> Vérification de la résistance de l’âme du poteau dans la zone tendue .....	101
<b>VII.2.1.10</b> Vérification de la résistance de l’âme du poteau dans la zone comprimée ...	102
<b>VII.2.1.11</b> Vérification de la résistance de l’âme du poteau dans la zone cisailée.....	103
<b>VII.2.2</b> Assemblage traverse – traverse ( <b>IPE 360 – IPE 360</b> ) .....	104
<b>VII.2.2.1</b> Efforts sollicitant .....	104
<b>VII.2.2.2</b> Soudure de la platine .....	105
<b>VII.2.2.3</b> Disposition constructive .....	107
<b>VII.2.2.4</b> Détermination des efforts dans les boulons.....	107
<b>VII.2.2.5</b> Vérification la résistance de l’assemblage .....	108
<b>VII.2.2.6</b> Vérification des boulons à l’interaction cisaillement – traction.....	108
<b>VII.2.2.7</b> Vérification au poinçonnement de de la platine.....	109
<b>VII.2.2.8</b> Vérification à la pression diamétrale.....	109
<b>VII.2.3</b> Assemblage poteau - console de la poutre de roulement ( <b>HEA 360 – HEB 220</b> ).....	110
<b>VII.2.3.1</b> Efforts sollicitant .....	111
<b>VII.2.3.2</b> Soudure de la platine .....	111
<b>VII.2.3.3</b> Disposition constructive .....	113
<b>VII.2.3.4</b> Détermination des efforts dans les boulons.....	113
<b>VII.2.3.5</b> Vérification la résistance de l’assemblage .....	114
<b>VII.2.3.6</b> Vérification des boulons à l’interaction cisaillement - traction .....	114
<b>VII.2.3.7</b> Vérification au poinçonnement de la semelle du poteau.....	115
<b>VII.2.3.8</b> Vérification à la pression diamétrale.....	115
<b>VII.2.3.9</b> Vérification de la résistance de l’âme du poteau dans la zone tendue .....	116
<b>VII.2.3.10</b> Vérification de la résistance de l’âme du poteau dans la zone comprimée ..	116
<b>VII.2.3.11</b> Vérification de la résistance de l’âme du poteau dans la zone cisailée .....	117
<b>VII.2.4</b> Assemblage poteau – sablière ( <b>HEA 360 – HEA140</b> ) .....	118
<b>VII.2.4.1</b> Efforts sollicitant .....	118

<b>VII.2.4.2</b> Caractéristique de la cornière .....	119
<b>VII.2.4.3</b> Disposition constructive .....	119
<b>VII.2.4.4</b> Vérification au cisaillement .....	120
<b>VII.2.4.5</b> Vérification de la pression diamétrale.....	120
<b>VII.2.5</b> Assemblage de stabilités en croix de St André ( <b>2×L 90×90×6</b> ) .....	121
<b>VII.2.5.1</b> Effort sollicitant .....	122
<b>VII.2.5.2</b> Caractéristiques du gousset .....	122
<b>VII.2.5.3</b> Disposition constructive .....	122
<b>VII.2.5.4</b> Vérification de la pression diamétrale .....	122
<b>VII.2.5.5</b> Vérification au cisaillement .....	123
<b>VII.2.6</b> Assemblage de contreventement ( <b>L 90×90×10</b> ) .....	123
<b>VII.2.6.1</b> Effort sollicitant .....	124
<b>VII.2.6.2</b> Caractéristiques du gousset .....	124
<b>VII.2.6.3</b> Disposition constructive .....	124
<b>VII.2.6.4</b> Vérification de la pression diamétrale.....	125
<b>VII.2.6.5</b> Vérification au cisaillement .....	125
<b>VII.2.7</b> Assemblage d'échantignole .....	125
<b>VII.2.7.1</b> Calcul de l'effort de cisaillement pour un seul boulon .....	126
<b>VII.2.7.2</b> Dimensionnement des boulons .....	126
<b>VII.2.7.3</b> Résistance des boulons au cisaillement .....	127
<b>VII.2.7.4</b> Résistance des boulons à l'effort combiné traction - cisaillement .....	127
<b>VII.3</b> Conclusion .....	127
<b>Chapitre VIII : Calcul des fondations</b> .....	128
<b>VIII.1</b> Introduction .....	129
<b>VIII.2</b> Choix du type de fondation .....	129
<b>VIII.3</b> Caractéristiques géotechniques .....	129
<b>VIII.4</b> Pieds de poteaux .....	129
<b>VIII.4.1</b> Introduction .....	129
<b>VIII.4.2</b> Efforts et sollicitations .....	131
<b>VIII.4.3</b> Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement .....	131
<b>VIII.4.3.1</b> Estimation de l'aire de la plaque d'assise .....	131
<b>VIII.4.3.2</b> Choix du type de la plaque d'assise .....	131
<b>VIII.4.3.3</b> Dimensionnement de la platine .....	132
<b>VIII.4.3.4</b> Détermination de la largeur d'appui additionnelle .....	132
<b>VIII.4.3.5</b> Disposition des boulons d'ancrage .....	132
<b>VIII.4.4</b> Vérification de la résistance en compression d'un tronçon en <b>T</b> de semelle .....	133
<b>VIII.4.5</b> La résistance d'un tige d'ancrage à la traction .....	134
<b>VIII.4.6</b> Vérification de la présence d'un effet de levier .....	134
<b>VIII.4.6.1</b> Calculs de la longueur efficace du tronçon en <b>T</b> ( <b>L<sub>eff</sub></b> ) .....	134
<b>VIII.4.6.2</b> Résistance de la partie tendue de l'assemblage .....	135
<b>VIII.4.7</b> Calcul de la résistance de l'assemblage à la traction .....	136
<b>VIII.4.8</b> Vérification de la résistance à la flexion de pied de poteau encastré en présence de l'effort axial.....	137



VIII.4.8.1	Calcul de l'excentricité « e » .....	137
VIII.4.8.2	Détermination de bras de levier <b>Z</b> .....	137
VIII.4.9	Résistance au cisaillement de l'assemblage .....	138
VIII.4.9.1	Résistance de calcul au frottement .....	138
VIII.4.9.2	Résistance au cisaillement d'un boulon d'ancrage .....	138
VIII.4.10	Vérification de la pression diamétrale .....	139
VIII.4.11	Soudure de la platine .....	139
VIII.4.11.1	Cordon de soudure .....	139
VIII.4.11.2	Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement .....	140
VIII.5	Calcul des pieds de potelets .....	140
VIII.5.1	Introduction .....	140
VIII.5.2	Résistance du matériau de scellement .....	142
VIII.5.2.1	Estimation de l'aire de la plaque d'assise .....	142
VIII.5.2.2	Choix du type de la plaque d'assise .....	142
VIII.5.2.3	Détermination de la largeur d'appui additionnelle .....	143
VIII.5.3	Dimensionnement des tiges d'ancrages .....	143
VIII.5.4	Vérification de la résistance des tiges d'ancrage à la traction .....	143
VIII.5.5	Longueurs participantes du tronçon en <b>T</b> équivalent tendu .....	144
VIII.5.5.1	Présence d'un effet de levier ? .....	144
VIII.5.5.2	Vérification de la soudure de la semelle a la traction .....	146
VIII.5.5.3	Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement .....	146
VIII.5.5.4	Résistance au cisaillement d'un boulon d'ancrage .....	174
VIII.5.5.5	La résistance au cisaillement des boulons sous un effort de traction .....	174
VIII.6	Étude de l'infrastructure .....	174
VIII.6.1	Introduction .....	174
VIII.6.2	Détermination des sollicitations .....	174
VIII.6.3	Dimensionnement de la semelle .....	174
VIII.6.3.1	Calcul de l'excentricité « e » .....	174
VIII.6.3.2	Détermination de <b>A</b> et <b>B</b> .....	148
VIII.6.3.3	Hauteur utile de la semelle est donnée par la condition .....	149
VIII.6.4	Vérification de la stabilité au renversement .....	149
VIII.6.5	Calcul Ferrailage ( <b>Par la méthode des bielles</b> ) .....	149
VIII.6.5.1	Vérification de condition de non-fragilité ( <b>A.4.2, 1/BAEL91</b> ) .....	151
VIII.6.5.2	Dispositions constructives .....	152
VIII.6.5.3	Calcul de l'espacement .....	152
VIII.7	Calcul des longrines .....	153
VIII.7.1	Pré-dimensionnement des longrines .....	154
VIII.7.2	Calcul des ferrailages longitudinaux .....	154
VIII.7.2.1	Vérification de condition de non-fragilité .....	155
VIII.7.2.2	Calcul des armatures transversales .....	155
VIII.7.2.3	Calcul d'espacement des cadres .....	155
VIII.8	Dimensionnement des fûts .....	156
VIII.9	Conclusion .....	156

<b>Chapitre IX : Etude économique prévisionnel</b> .....	157
<b>VIII.1</b> Introduction .....	157
<b>VIII.2</b> Calcul de la longueur totale de chaque famille .....	158
<b>VIII.3</b> Conclusion .....	163
<b>Conclusion générale</b> .....	164
<b>Références bibliographiques</b> .....	165
<b>Annexes</b> .....	167
Annexe A.....	168
Annexe B.....	173
Annexe C.....	181
Annexe D .....	193
Annexe E .....	198
Annexe F .....	205
Annexe G.....	208

# Liste des figures

## Chapitre I : Généralités sur la conception de l'ouvrage

Figure I.1 : Vue 3D de l'ouvrage .....	3
Figure I.2 : Données géométriques et vue en perspective de l'ouvrage .....	4

## Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

Figure II.1 : Charge d'entretien sur une panne .....	8
Figure II.2 : L'inclinaison des versants .....	9
Figure II.3 : Actions dues au vent.....	13
Figure II.4 : Division de la paroi verticale selon le chargement du vent directions (V1, V3)..	14
Figure II.5 : Valeurs de $C_{pe,10}$ pour les zones de la paroi verticale directions (V1 , V3) ....	15
Figure II.6 : Valeurs de $C_{pe,10}$ pour les zones de la toiture directions (V1 , V3) .....	16
Figure II.7 : Division de la paroi verticale selon le chargement du vent directions (V2, V4)..	16
Figure II.8 : Valeurs de $C_{pe,10}$ pour les zones de la paroi verticale directions (V2 , V4).....	17
Figure II.9 : Valeurs de $C_{pe,10}$ pour les zones de la toiture directions (V2 , V4).....	18
Figure II.10 : Pressions sur les parois verticales directions du vent (V1 , V3) .....	19
Figure II.11: Pressions sur la toiture directions du vent (V1 , V3).....	20
Figure II.12 : Pressions sur les parois verticales directions du vent (V2 , V4) .....	21
Figure II.13 : Pressions sur la toiture directions du vent (V2 , V4).....	22

## Chapitre III : Etude du pont roulant

Figure III.1 : Schéma 3D du pont roulant.....	26
Figure III.2 : Schéma 2D de chemin de roulement .....	26
Figure III.3 : Coupe transversale .....	27
Figure III.4 : Coupe longitudinale .....	27
Figure III.5 : Moment max pour deux charges égales (Théorème de barre) .....	29
Figure III.6 : Caractéristiques géométriques du rail .....	31
Figure III.7 : Schéma de la poutre de roulement .....	31
Figure III.8 : Schéma statique des galets.....	32
Figure III.9 : Schéma statique des galets.....	33
Figure III.10 : Schéma statique de la poutre de roulement.....	33
Figure III.11 : L'effort due à l'écrasement .....	38
Figure III.12 : Support de chemin de roulement .....	41
Figure III.13 : Schéma statique du support de roulement .....	41
Figure III.14 : Vérification de la flèche.....	44

## Chapitre IV : Dimensionnement des éléments secondaires

<b>Figure IV.1</b> : Chéneau d'eau.....	46
<b>Figure IV.2</b> : Coupe transversale sur chéneau .....	46
<b>Figure IV.3</b> : Moignon cylindrique.....	46
<b>Figure IV.4</b> : Diagramme des moments maximum.....	47
<b>Figure IV.5</b> : Diagramme des moments fléchissant au niveau de la couverture.....	48
<b>Figure IV.6</b> : Cas des sollicitations .....	50
<b>Figure IV.7</b> : Cas de l'effet de neige.....	51
<b>Figure IV.8</b> : Cas de l'effet du vent .....	51
<b>Figure IV.9</b> : Cas des charges .....	52
<b>Figure IV.10</b> : Vue <b>3D</b> de l'échantignolle .....	58
<b>Figure IV.11</b> : Coupe longitudinale sur les lisses de bardage.....	60
<b>Figure IV.12</b> : Vue <b>3D</b> du potelet le plus sollicité .....	63

## Chapitre V : Etude sismique

<b>Figure V.1</b> : Modèle de la structure en <b>3D</b> .....	74
<b>Figure V.2</b> : Spectre de réponse suivant <b>X</b> .....	75
<b>Figure V.3</b> : Spectre de réponse suivant <b>Y</b> .....	76

## Chapitre VII : Calcul des assemblages

<b>Figure VII.1</b> : Vue en plan de l'assemblage poteau - traverse.....	95
<b>Figure VII.2</b> : Vue <b>3D</b> de l'assemblage poteau - traverse .....	96
<b>Figure VII.3</b> : La longueur totale des cordons de soudure de la semelle et l'âme.....	98
<b>Figure VII.4</b> : Vue <b>3D</b> de l'assemblage traverse - traverse .....	104
<b>Figure VII.5</b> : Vue en Plan de l'assemblage traverse - traverse .....	105
<b>Figure VII.6</b> : La longueur totale des cordons de soudure de la semelle et l'âme.....	107
<b>Figure VII.7</b> : Vue en plan de l'assemblage poteau - console de la poutre de roulement ..	110
<b>Figure VII.8</b> : Vue <b>3D</b> de l'assemblage poteau - console de la poutre de roulement .....	111
<b>Figure VII.9</b> : Vue <b>3D</b> de l'assemblage poteau - sablière.....	118
<b>Figure VII.10</b> : Vue en Plan de l'assemblage poteau - sablière.....	119
<b>Figure VII.11</b> : Vue <b>3D</b> de l'assemblage au milieu de stabilités en croix de St André .....	121
<b>Figure VII.12</b> : Vue en plan de l'assemblage au milieu de stabilités en croix de St André ..	121
<b>Figure VII.13</b> : Vue <b>3D</b> de l'assemblage au milieu de contreventement.....	123
<b>Figure VII.14</b> : Vue en plan de l'assemblage au milieu de contreventement.....	124
<b>Figure VII.15</b> : Assemblage de l'échantignolle .....	126

## Chapitre VIII : Calcul des fondations

<b>Figure VIII.1</b> : Vue <b>3D</b> de l'assemblage pied de poteaux .....	130
<b>Figure VIII.2</b> : Assemblage de pied de poteau rigide obtenu par logiciel <b>ROBOT</b> .....	130
<b>Figure VIII.3</b> : Dimensions de la plaque d'assise.....	132
<b>Figure VIII.4</b> : Illustration de la partie comprimée du pied de poteau .....	133
<b>Figure VIII.5</b> : Disposition constrictive .....	134
<b>Figure VIII.6</b> : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage .....	135
<b>Figure VIII.7</b> : Illustration moment + effort normale.....	137
<b>Figure VIII.8</b> : Vue <b>3D</b> d'assemblage pied de potelet .....	141
<b>Figure VIII.9</b> : Assemblage de pied de potelet rigide obtenu par logiciel <b>ROBOT</b> .....	141
<b>Figure VIII.10</b> : Paramètres géométriques pour le tronçon en <b>T</b> équivalent tendu .....	144
<b>Figure VIII.11</b> : Les dimensions de la semelle sous poteau .....	148
<b>Figure VIII.12</b> : Vue du ferrailage des semelles isolées.....	153
<b>Figure VIII.13</b> : Vue <b>3D</b> du ferrailage des semelles.....	153
<b>Figure VIII.14</b> : Coupe transversale de la longrine .....	155

## Chapitre IX : Etude économique prévisionnel

<b>Figure VIII.1</b> : Assemblage de contreventement.....	160
---	-----

# Liste des tableaux

## Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

<b>Tableau II.1</b> : Les valeurs de la catégorie du terrain <b>III</b> .....	10
<b>Tableau II.2</b> : Valeurs de $C_{pe.10}$ pour les zones de la paroi verticale directions ( <b>V1</b> , <b>V3</b> ) ...	15
<b>Tableau II.3</b> : Valeurs de $C_{pe.10}$ pour les zones de la paroi verticale directions ( <b>V2</b> , <b>V4</b> ) ..	17
<b>Tableau II.4</b> : Pressions pour les parois verticales directions du vent ( <b>V1</b> , <b>V3</b> ) .....	19
<b>Tableau II.5</b> : Pressions pour la toiture directions du vent ( <b>V1</b> , <b>V3</b> ).....	20
<b>Tableau II.6</b> : Pressions pour les parois verticales directions du vent ( <b>V2</b> , <b>V4</b> ).....	21
<b>Tableau II.7</b> : Pressions pour la toiture directions du vent ( <b>V2</b> , <b>V4</b> ).....	22

## Chapitre III : Etude du pont roulant

<b>Tableau III.1</b> : Caractéristiques géométriques du pont roulant .....	27
<b>Tableau III.2</b> : Caractéristiques du pont roulant.....	27
<b>Tableau III.3</b> : Coefficient et classement des ponts roulants.....	29
<b>Tableau III.4</b> : Dimensions et caractéristiques du rail <b>A55</b> .....	31
<b>Tableau III.5</b> : Dimensions du crapaud .....	31
<b>Tableau III.6</b> : Caractéristiques du profilé <b>HEB 360</b> .....	33
<b>Tableau III.7</b> : Caractéristiques du profilé <b>HEB 220</b> .....	42

## Chapitre IV : Dimensionnement des éléments secondaires

<b>Tableau IV.1</b> : Caractéristiques du profilé <b>IPE 140</b> .....	50
<b>Tableau IV.2</b> : Caractéristiques du profilé <b>UPN 180</b> .....	60
<b>Tableau IV.3</b> : Caractéristiques du profilé <b>IPE 330</b> .....	64

## Chapitre V : Etude sismique

<b>Tableau V.1</b> : Facteur de qualité suivant les deux sens .....	72
<b>Tableau V.2</b> : Les éléments métalliques constituant la structure.....	74
<b>Tableau V.3</b> : Période propre de la structure (obtenue à partir du logiciel <b>ROBOT</b> ) .....	76
<b>Tableau V.4</b> : Résultante des forces sismiques à la base .....	78
<b>Tableau V.5</b> : Déplacements relatifs .....	78

## Chapitre VI : Vérification des éléments structuraux

<b>Tableau VI.1</b> : Caractéristiques du profilé <b>IPE 360</b> .....	81
<b>Tableau VI.2</b> : Caractéristiques du profilé <b>HEA 360</b> .....	85
<b>Tableau VI.3</b> : Caractéristiques de la cornière <b>L 90×90×10</b> .....	90
<b>Tableau VI.4</b> : Caractéristiques de la cornière <b>L 90×90×6</b> .....	91
<b>Tableau VI.5</b> : Caractéristiques du profilé <b>HEA 140</b> .....	92
<b>Tableau VI.6</b> : Eléments de la structure.....	93

## **Chapitre VIII : Calcul des fondations**

<b>Tableau VIII.1</b> : Caractéristique de boulon <b>M27</b> .....	138
<b>Tableau.VIII.2</b> : Ferrailage choisit pour la semelle au-dessous du poteau .....	153

## **Chapitre IX : Etude économique prévisionnel**

<b>Tableau VIII.1</b> : Tableau récapitulatif des barres commandées et le coût global .....	163
---	-----

## Liste des notations

### ➤ Majuscules latines

A : Section brute d'une pièce.

$A_{net}$  : Section nette d'une pièce.

$A_w$  : Section de l'âme.

$A_v$  : Aire de cisaillement.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

S : Surcharge climatique de la neige.

W : Surcharge climatique du vent.

$C_t$  : Coefficient de topographie.

$C_r$  : Coefficient de rugosité.

$C_{pe}$  : Coefficient de pression extérieur.

$C_{pi}$  : Coefficient de pression intérieur.

$C_e$  : Coefficient d'exposition.

$C_d$  : Coefficient dynamique.

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

F : Force en générale.

G : Module de cisaillement de l'acier ( $G = 81000$  MPa).

I : Moment d'inertie.

$I_v$  : Intensité de turbulence.

$K_t$  : Facteur de terrain.

L : Longueur d'une pièce.

M : Moment de flexion.

$M_{sd}$  : Moment fléchissant sollicitant.

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



$M_{Pl}$  : Moment plastique.

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

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

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

$N_{Sd}$  : Effort normal sollicitant.

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

$N_{C,Sd}$  : Effort normal de compression.

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

$Q$  : Charge d'exploitation.

$T$  : La période propre.

$R$  : Coefficient de comportement de la structure.

$S$  : La charge de la neige.

$S_k$  : La charge de neige sur sol.

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

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

$W_{Pl}$  : Module de résistance plastique.

$W$  : Poids de la structure.

$Z$  : Hauteur au-dessus du sol.

$Z_0$  : Paramètre de rugosité.

$Z_{eq}$  : Hauteur équivalente.

### ➤ **Minuscules latines**

$b$  : la longueur de la semelle

$d$  : la hauteur de l'âme.

$h$  : Hauteur du profilé.

$t_w$  : Epaisseur de l'âme de profilé.

$t_f$  : Epaisseur de la semelle de profilé.

$f$  : La flèche.

$f_y$  : Limite d'élasticité.

$h$  : Hauteur d'une pièce.

$l_f$  : Longueur de flambement.

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

$t$  : Épaisseur d'une pièce.

$t_f$  : Épaisseur d'une semelle de poutre.

$t_w$  : Épaisseur de l'âme de poutre.

### ➤ **Minuscules grecques**

$\chi$  : Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

$\beta_w$  : Facteur de corrélation.

$\gamma_M$  : Coefficient de sécurité.

$\lambda$  : Élancement.

$\lambda_{LT}$  : Élancement de déversement.

$\alpha$  : Facteur d'imperfection.

$\emptyset_{LT}$  : Rotation de déversement.

$\tau$  : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

$\varepsilon$  : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

$\sigma_a$  : Contrainte des armatures dans les fondations.

$\sigma_b$  : Contrainte du béton.

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques.

$\mu$  : coefficient de forme de la charge de neige.

---

## Introduction générale

Pour n'importe quel projet de construction , il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : constructions en béton armé , en béton précontraint , charpente en bois ou charpente métallique. Ces procédés sont réglementés par des normes , des codes et des règlements soit nationaux ou internationaux.

Notre projet de fin d'étude a pour thème la réalisation d'une halle métallique avec un pont roulant dont l'ossature est réalisée en charpente métallique dans la commune de **Maghnia** à la wilaya de **Tlemcen** , destiné au stockage des produits d'hygiène , en utilisant les règlements (**RPA99/V2003** , **RNV2013** , **CCM97** , **EUROCODE3** , **DTR BC.2.2**).

Notre travail est structuré de la manière suivante. Dans un premier temps, on présentera notre ouvrage dans le premier chapitre, puis une étude climatique sera détaillée en chapitre 2. L'étude du pont roulant et le dimensionnement des éléments secondaires seront abordés respectivement aux chapitres 3 et 4. Le cinquième chapitre portera l'étude sismique puis la vérification des éléments structuraux est faite au chapitre 6. Par la suite, le calcul des assemblages sera traité dans le chapitre 7 . On finit notre travail par le calcul des fondations et l'étude économique prévisionnel respectivement aux chapitres 8 et 9.

Ce choix de thème est motivé par le fait que l'acier offre des avantages indéniables tels que : la légèreté qui favorise une rapidité dans le montage sur le chantier , la possibilité et l'avantage de franchir de longues portées , ainsi que la facilité de la modification. En contrepartie , il présente certains inconvénients tels que le coût , la corrosion et la faible résistance au feu.

# CHAPITRE I

## Généralités sur la conception de l'ouvrage

## I.1 Présentation du projet

La présente étude consiste à dimensionner par calcul et vérification, la stabilité d'une halle industrielle en charpente métallique avec un pont roulant. L'ouvrage est implanté dans un terrain plat avec une surface de **720 m<sup>2</sup>**, à la sortie de **Maghnia** en allant vers la frontière, dans la wilaya de **Tlemcen**, Zone I sismicité faible selon le règlement parasismique algérien **RPA 99/version 2003**. [3]

Cette halle comporte deux versants et un pont roulant destiné au stockage des produits d'hygiène. Elle a deux ouvertures dans chaque pignon, chaque une a une dimension de (4×4)m



Figure I.1 : Vue 3D de l'ouvrage.

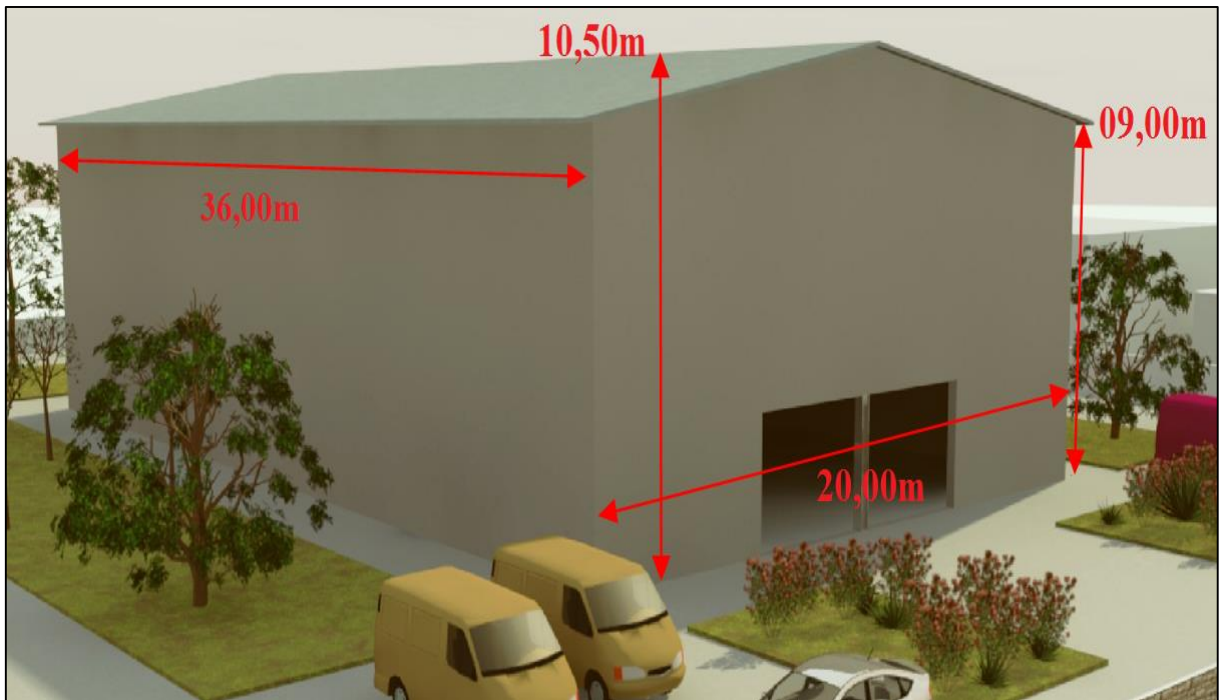
## I.2 Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage

### I.2.1 La géométrie de l'ouvrage

- Largeur de la structure (pignon) : 20 m.
- Longueur de la structure (long pan) : 36 m
- Surface occupée : 720 m<sup>2</sup>.
- Hauteur au poteau : 9 m.
- Hauteur au faîtage : 10,5 m.

### I.2.2 Les caractéristique géométriques du pont roulant

- Hauteur au pont roulant : 7 m.
- La portée du pont roulant : 18 m
- La longueur du chemin de roulement : 30 m
- La longueur de la poutre de roulement : 6 m



**Figure I.2 :** Données géométriques et vue en perspective de l'ouvrage.

### I.3 Localisation et données concernant le site

Notre structure est localisée au niveau de la Daïra de Maghnia, Wilaya Tlemcen. Elle a les caractéristiques suivantes :

- ✓ Altitude : 495 m.
- ✓ Zone de neige par commune : Zone A.
- ✓ Zone du vent : Zone II
- ✓ Zone sismique : Zone I sismicité faible.
- ✓ Contrainte admissible du sol est :  $\sigma_{sol} = 1,86$  bars ( Annexe G - G.2)

## I.4 Règlements utilisés

Le dimensionnement a été effectué en respectant les règlements suivants :

- **RNV99-V2013** « Règles définissant les effets de la neige et du vent »
- **DTR-C2.2** « Document technique réglementaire charges permanentes et charges d'exploitations »
- **RPA99-Version 2003** « Règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003 »
- **CCM97** « Règles de calcul des constructions métalliques »
- **EUROCODE 3** « Calcul des structures en acier »
- **CTICM** « Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de ponts roulants »
- **BAEL91** « Béton armé aux états limites »

## I.5 Logiciels utilisés

L'étude a été effectuée en utilisant le logiciel Robot Structural Analysis Professional 2016

## I.6 Matériaux

Pour la réalisation de notre ouvrage, les matériaux suivants ont été utilisés :

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

Dans ce projet l'acier utilisé est 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/m<sup>3</sup>
- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210000$  MPa
- Module d'élasticité transversale :  $G = 81000$  MPa

### I.6.2 Couverture

- Bardage : panneau sandwich LL35
- Toiture : panneau sandwich TL75

### I.6.3 Béton

C'est un matériau constitué par le mélange de ciment avec granulats (sable et graviers) et de l'eau, il est très économique et qui résiste bien à la compression.

- 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

La masse volumique :  $\rho = (2200 \text{ Kg/m}^3 \text{ à } 2400 \text{ Kg/m}^3)$

- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 30000 \text{ MPa}$

## **I.7 Les assemblages**

Les moyens d'assemblages sont trois modes ; soudure, mécanique (boulons, rivets, clous...) et chimique. Actuellement, les moyens d'assemblage les plus utilisés dans la plupart des pays industrialisés sont les boulons et la soudure.

### **I.7.1 Le soudage**

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

### **I.7.2 Le boulonnage**

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

- Les boulons de haute résistance (HR) pour les assemblages rigides (ex : poteau-traverse).
- Les boulons ordinaires pour les assemblages articulés (ex : contreventement)



# CHAPITRE II

## Evaluation des charges et surcharges

## II.1 Introduction

Ce chapitre fournit les principes généraux et procédures pour la détermination des différentes charges agissantes sur notre structure. Ces charges sont définies par la charge permanente (structure porteuse et éléments non porteurs), d'exploitation (équipements, foules de personne...), sans oublier les actions climatiques (neige, vent et température) et accidentelles (séisme, chocs...). Ces dernières ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

## 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, le rail du pont roulant...). Elles sont données dans les documents techniques réglementaires (DTR BC 2.2) ou sont fournis par le fournisseur.

Bardage  $\Rightarrow$  panneau sandwich LL35  $\Rightarrow$  10,9 daN/m<sup>2</sup> ( Annexe C-C.7)

Toiture  $\Rightarrow$  panneau sandwich TL75  $\Rightarrow$  14,2 daN/m<sup>2</sup> ( Annexe C-C.8)

La charge du rail du pont roulant  $G = 31,8$  [daN/m<sup>2</sup>].

## II.3 Charges d'exploitation de la toiture

Les charges d'exploitation notées « Q », sont déterminées suivant le document technique réglementaire charges et surcharges d'exploitations (D.T.R-B.C-2.2). [2]

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.

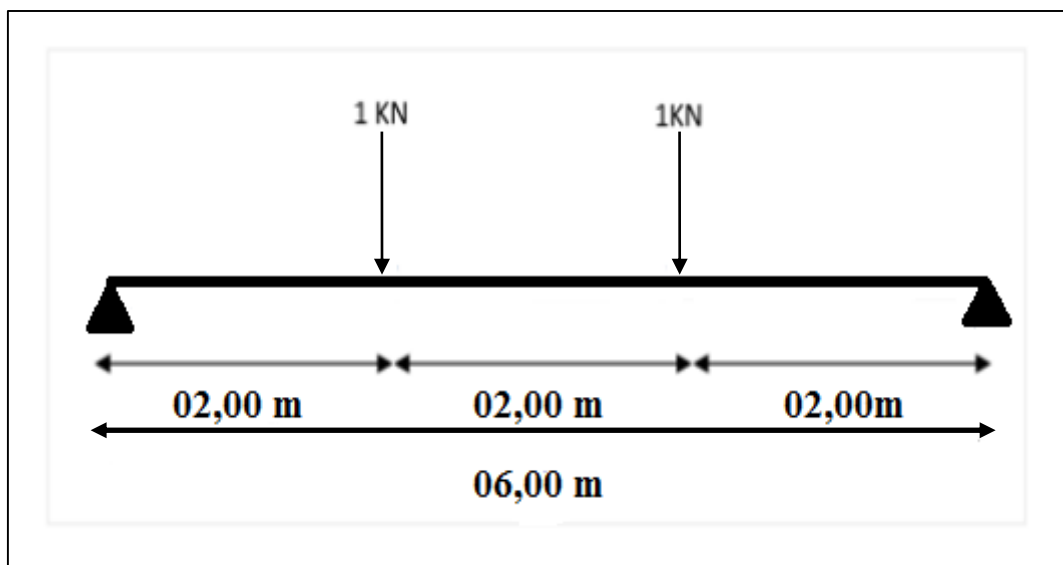


Figure II.1 : Charge d'entretien sur une panne.

## II.4 Charges climatiques

Le but de cette partie est de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties. Cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV version 2013). [1]

Le règlement RNV99-2013[1] s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie, situées à une altitude inférieure à 2000 mètres, cette structure se trouve à une altitude d'environ 495m.

### II.4.1 La charge de neige

Le calcul des charges de neige se fait conformément à la réglementation « Règlement Neige et Vent » (RNV version 2013) [1]. La charge caractéristique de neige  $S$  par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{kN/m}^2] \quad [1].$$

- $S$  : Charge caractéristique de la neige par unité de surface
- $S_k$ : en  $(\text{kN/m}^2)$  est la charge de neige sur le sol, donnée au [1], en fonction de l'altitude et la zone de neige
- $\mu$  : est un coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

#### II.4.1.1 Charge de neige au sol ( $S_k$ )

La structure se trouve à Maghnia dans la wilaya de Tlemcen classée en zone A dont l'altitude ( $H$ ) est de 495 m. [1].

$$S_k = \frac{0.07H + 15}{100} = \frac{0.07 \times 495 + 15}{100} \implies S_k = 49,7 \text{ daN/m}^2$$

#### II.4.1.2 Coefficient d'ajustement ( $\mu$ )



Figure II.2 : L'inclinaison des versants.

Notre cas :  $\alpha = \beta = \tan^{-1}\left(\frac{1,5}{10}\right) = 8,53^\circ$ , Et d'après [1] on a :

$$0^\circ \leq \alpha = \beta \leq 30^\circ \rightarrow \mu = 0,8 \quad (\text{Annexe A - A.1})$$

### II.4.1.3 Charge de neige (S)

$$S = 0,8 \times 49,7 = 39,76 \text{ daN/m}^2$$

### II.4.2 Charge du vent

Un ouvrage en construction métallique doit résister à différentes actions horizontales et verticales notamment le vent, ce dernier a une grande influence sur la stabilité de la construction. Donc, une étude bien précisée doit être effectuée et élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. La réglementation neige & vent (RNV99-version 2013) [1] fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble de l'ouvrage.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- ✓ La direction.
- ✓ L'intensité.
- ✓ La région.
- ✓ Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- ✓ La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

#### A/ Données relatives au site

Le site du projet se trouve à Maghnia, la wilaya de Tlemcen dont les caractéristiques :

- ✓ Zone de vent II [1]
- $q_{réf} = 43,5 \text{ daN/m}^2$  (Annexe A - A.2)
- ✓ Nature du site plat ( $C_t = 1$ ) [1]
- ✓ Catégorie du terrain III : (Annexe A - A.3)

	$K_T$	$Z_0(\text{m})$	$Z_{min}(\text{m})$	$\epsilon$
<b>Catégorie III</b>	<b>0,215</b>	<b>0,3</b>	<b>5</b>	<b>0,61</b>

Tableau II.1 : Les valeurs de la catégorie du terrain III.

#### B/ Détermination de la pression due au vent

La pression due au vent est calculée par la formule :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times (C_{pe} - C_{pi}) \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad [1]$$

- ❖  $q_p(z_e)$  : Pression dynamique de pointe à la hauteur  $Z_e$ .
- ❖  $C_{pe}$  : Coefficient de pression extérieure.
- ❖  $C_{pi}$  : Coefficient de pression intérieure.

### B.1 Pression dynamique ( $q_p$ )

La pression dynamique  $q_{dyn}$  à la hauteur de référence  $z_e$  est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \text{ [daN/m}^2\text{]} \quad [1]$$

- ❖  $q_{réf}$  : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes est donnée en fonction de la zone du vent,  $q_{réf} = 43,5 \text{ daN/m}^2$  (Zone II).

$C_e$  : Coefficient d'exposition au vent : Le coefficient d'exposition du vent  $C_e(z)$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol.  $C_e(z)$  est donné par :

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

- $c_t$  : Coefficient de topographie.
- $c_r$  : Coefficient de rugosité.
- $I_v$  : Intensité de la turbulence
- $Z(m)$  : Hauteur considérée

#### a) Coefficient de topographie $C_t(z)$

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

Site plat   $C_t(z) = 1$

#### b) Coefficient de rugosité $C_r(z)$

Le coefficient de rugosité  $C_r(z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien) : [1]

$$\begin{cases} C_r = K_T \times \text{Ln} \left( \frac{z}{z_0} \right) & \text{Pour : } z_{\min} \leq z \leq 200 \\ C_r = K_T \times \text{Ln} \left( \frac{z_{\min}}{z_0} \right) & \text{Pour : } z < z_{\min} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \checkmark & z = 10,5 \text{ m pour la toiture} \\ \checkmark & z = 9 \text{ m pour Paroi verticale} \end{cases}$$

✓ Pour la toiture,  $Z = 10,5\text{m}$  :

$$\begin{cases} z_{\min} = 5 \leq z = 10,5 \leq 200 \\ c_r = 0,215 \times \text{Ln} \left( \frac{10,5}{0,3} \right) = 0,764 \end{cases}$$

✓ Pour la paroi verticale  $z = 9 \text{ m}$  :

$$\begin{cases} z_{\min} = 5 \leq z = 9 \leq 200 \\ c_r = 0,215 \times \text{Ln} \left( \frac{9}{0,3} \right) = 0,731 \end{cases}$$

**c) Intensité de la turbulence  $I_v(z)$**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{c_t(z) \times \text{Ln} \left( \frac{z}{z_0} \right)} & \text{pour : } z > z_{\min} \\ I_v(z) = \frac{1}{c_t(z) \times \text{Ln} \left( \frac{z_{\min}}{z_0} \right)} & \text{pour : } z \leq z_{\min} \end{cases} \quad [1]$$

- Pour la paroi verticale :  $z = 9 \text{ m} > z_{\min} = 5 \text{ m}$

$$I_v(9) = \frac{1}{1 \times \text{Ln} \left( \frac{9}{0,3} \right)} = 0,294$$

- Pour la toiture :  $z = 10,5\text{m} > z_{\min} = 5 \text{ m}$

$$I_v(10.5) = \frac{1}{1 \times \text{Ln} \left( \frac{10,5}{0,3} \right)} = 0,281$$

➤ Le coefficient d'exposition sera donc :

$$\begin{cases} C_e(10,5) = 1^2 \times 0,764^2 \times [1+7 \times 0,281] = 1,732 \\ C_e(09,00) = 1^2 \times 0,731^2 \times [1+7 \times 0,294] = 1,634 \end{cases}$$

- 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 :

$$\begin{cases} q_p(10,5) = 43,5 \times 1,732 = 75,342 \text{ daN/m}^2 \\ q_p(09,00) = 43,5 \times 1,634 = 71,079 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$$

## B.2 Les coefficients de pressions

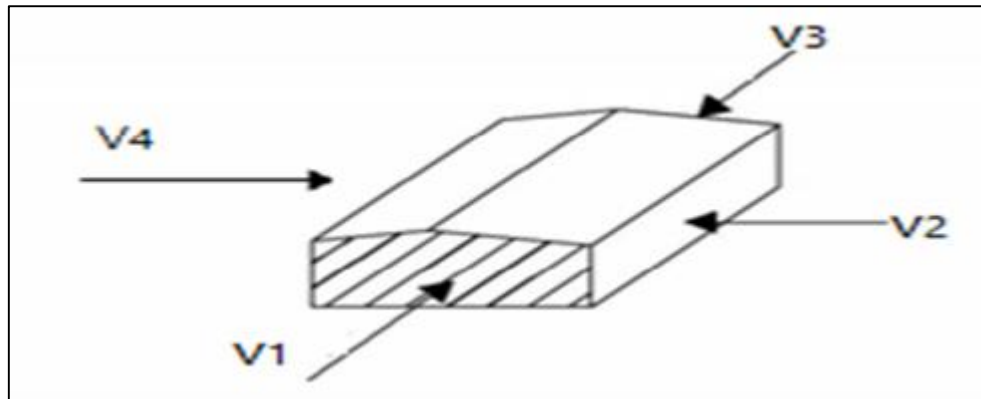


Figure II.3 : Actions dues au vent.

✚ Directions du vent

V1 et V3: Vent sur pignon.

V2 et V4: Vent sur long pan.

### a) Coefficient de pression extérieure ( $C_{pe}$ )

Le coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$  dépend de la forme géométrique de la base de la structure et de la dimension de la surface chargée

Avec :

b: Dimension perpendiculaire à la direction du vent.

d: Dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine ce coefficient à partir des conditions suivantes [1]

$$C_{pe} = C_{pe.1} \dots \dots \dots \text{Si : } S^2 \leq 1$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \text{Log}_{10}(S) \dots \text{Si : } 1 \text{m}^2 \leq S^2 \leq 10 \text{m}^2$$

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

Avec : **S**: désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Pour notre cas : Sens V1, V3 :  $S = 20 \times 9 = 180 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$

Sens V2, V4 :  $S = 36 \times 9 = 324 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$

**1) Vent sur pignon sens (V1 = V3)**

Pour un vent suivant la direction V1 et V3, les coefficients de pression du vent sont présentés dans le tableau II.2.

✓ **Parois verticales**

- ✓ h= 9,00m
- ✓ b= 20,00m
- ✓ d=36m

$$\begin{cases} e = \min (b ; 2h) = \min (20 ; 2 \times 9) = 18 \text{ m} \\ e = 18 \text{ m} < 36 \text{ m} \Rightarrow \text{A ; B ; C} \quad (\text{Annexe A - A.4}) \end{cases}$$

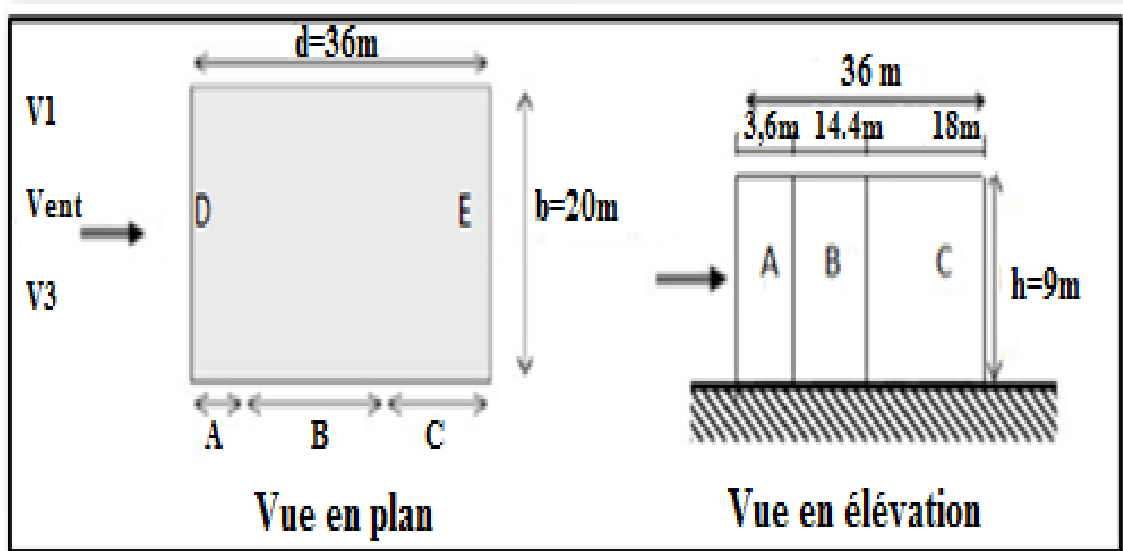


Figure II.4 : Division de la paroi verticale selon le chargement du vent directions (V1 , V3).



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

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

(Annexe A - A.5)

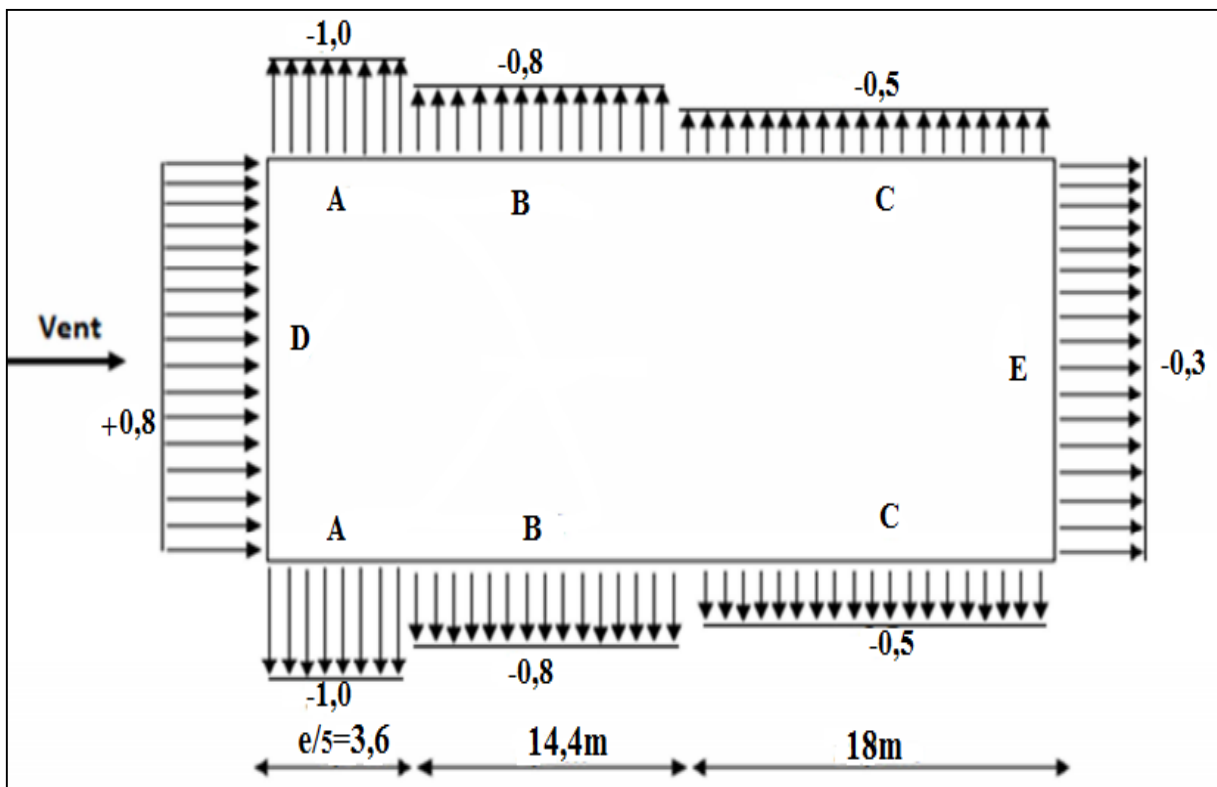


Figure II.5 : Valeurs de  $C_{pe.10}$  pour les zones de la paroi verticale directions (V1 , V3).

✓ Toiture

On a une toiture à deux versants :

$$\begin{cases} h = 10,50\text{m} \\ b = 20,00\text{m} \\ d = 36\text{m} \end{cases}$$

$$e = \min (b ; 2h) = \min (20 ; 2 \times 10,5) = 20 \text{ m}$$

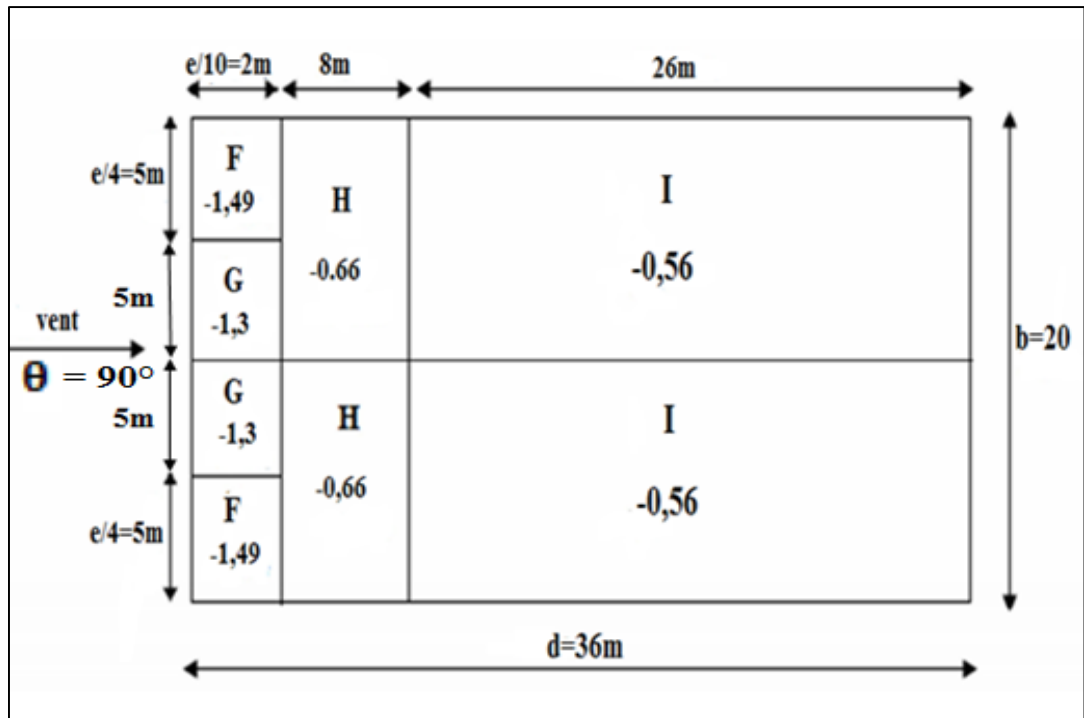


Figure II.6 : Valeurs de  $C_{pe.10}$  pour les zones de la toiture directions (V1 , V3).

(Annexe A - A.6)

2) Vent sur long pan sens (V2 = V4)

Pour un vent suivant la direction V2 et V4, les coefficients de pression du vent sont présentés dans le tableau II.3.

Parois verticales :  $\begin{cases} h = 9 \\ b = 36 \\ d = 20 \end{cases}$

$e = \min (b ; 2h) = \min (36 ; 2 \times 9) = 18 \text{ m}$

$e = 18 \text{ m} < d = 20 \text{ m} \Rightarrow \text{A, B, C} \quad (\text{Annexe A - A.4})$

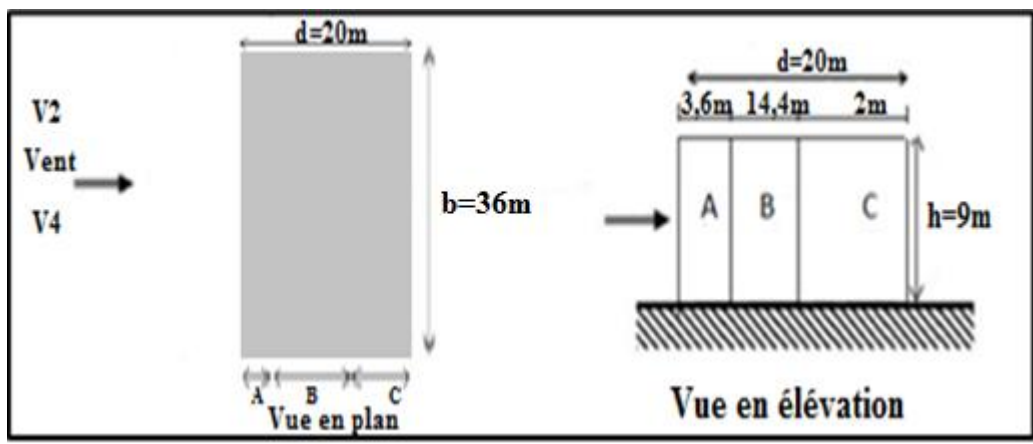


Figure II.7 : Division de la paroi verticale selon le chargement du vent directions (V2,V4)

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

Tableau II.3 : Valeurs de  $C_{pe.10}$  pour les zones de la paroi verticale directions (V2 , V4).

(Annexe A - A.5)

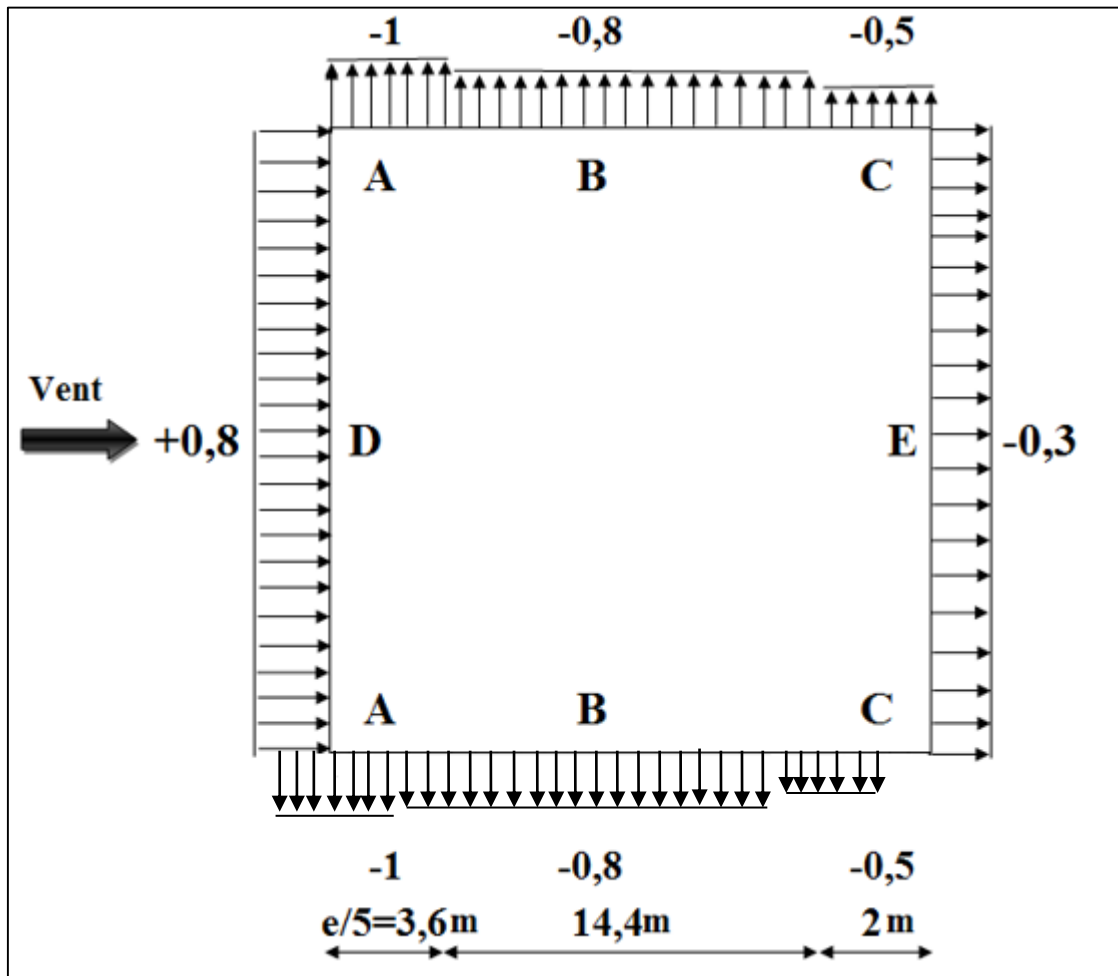


Figure II.8 : Valeurs de  $C_{pe.10}$  pour les zones de la paroi verticale directions (V2 , V4).

✓ Toiture

$$\left\{ \begin{array}{l} h= 10,50m \\ b = 36m \\ d =20m \end{array} \right.$$



$$e = \min (b ; 2h) = \min (36 ; 2 \times 10,5) = 21 \text{ m}$$

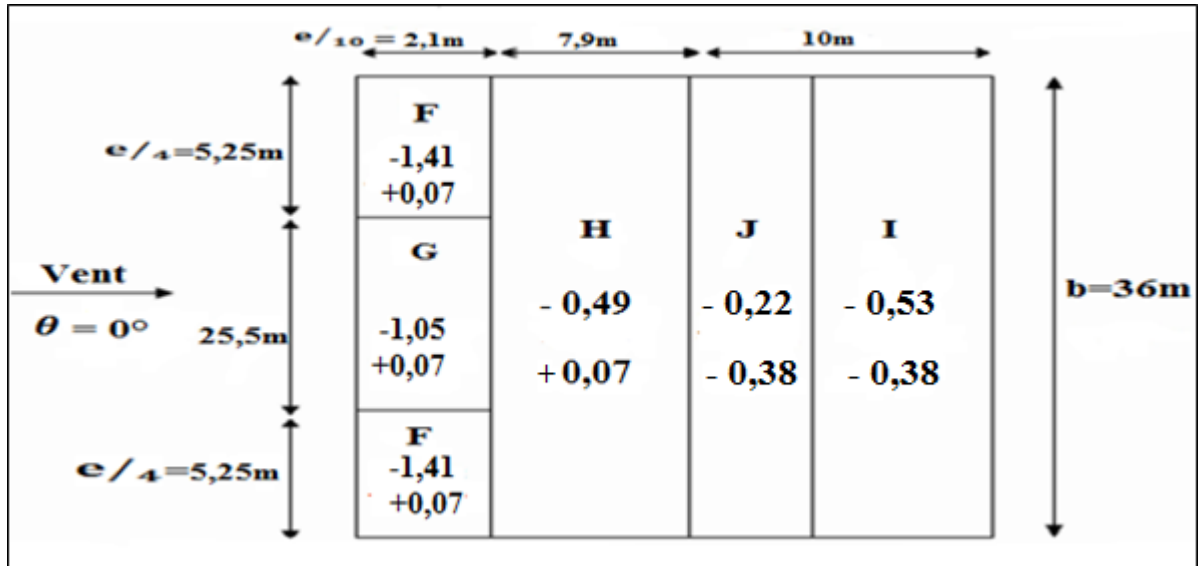


Figure II.9 : Valeurs de  $C_{pe10}$  pour les zones de la toiture directions (V2 , V4).

(Annexe A - A.6)

**b) Coefficient de pression intérieure ( $C_{pi}$ )**

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  prend en considération l'influence des ouvertures sur la charge du vent appliqué sur la structure, il est fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$  et du rapport h/d.

L'indice de perméabilité  $\mu_p$  est défini comme suit :

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

**1/ Sens V1 et V3**

$$\begin{cases} \mu_p = \frac{(4 \times 4) \times 2}{4 \times (4 \times 4)} = 0,5 \\ \frac{h}{d} = \frac{9}{36} = 0,25 \end{cases}$$

D'après le graphe selon [1], on obtient :  $C_{pi}=0,14$  (Annexe A - A.8)

**2/ Sens V2 et V4**

$$\begin{cases} \mu_p = \frac{(4 \times 4) \times 4}{4 \times (4 \times 4)} = 1 \\ \frac{h}{d} = \frac{9}{20} = 0,45 \end{cases}$$

D'après le graphe selon [1] , on obtient :  $C_{pi} = - 0,38$  (Annexe A - A.8)

### B.3 Valeurs de la pression due au vent $w(z_j)$

Après avoir défini tous les coefficients, c'est possible de calculer la pression due au vent

#### 1/ Vent sur le pignon sens (V1 , V3)

##### ✓ Parois verticales

Zone	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_p$ (daN/m <sup>2</sup> )	$w(z_j)$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	-1	+0,14	-1,14	71,079	-81,030
B	-0,8	+0,14	-0,94	71,079	-66,814
C	-0,5	+0,14	-0,64	71,079	-45,490
D	+0,8	+0,14	+0,66	71,079	+46,912
E	-0,3	+0,14	-0,44	71,079	-31,274

Tableau II.4 : Pressions pour les parois verticales directions du vent (V1 , V3).

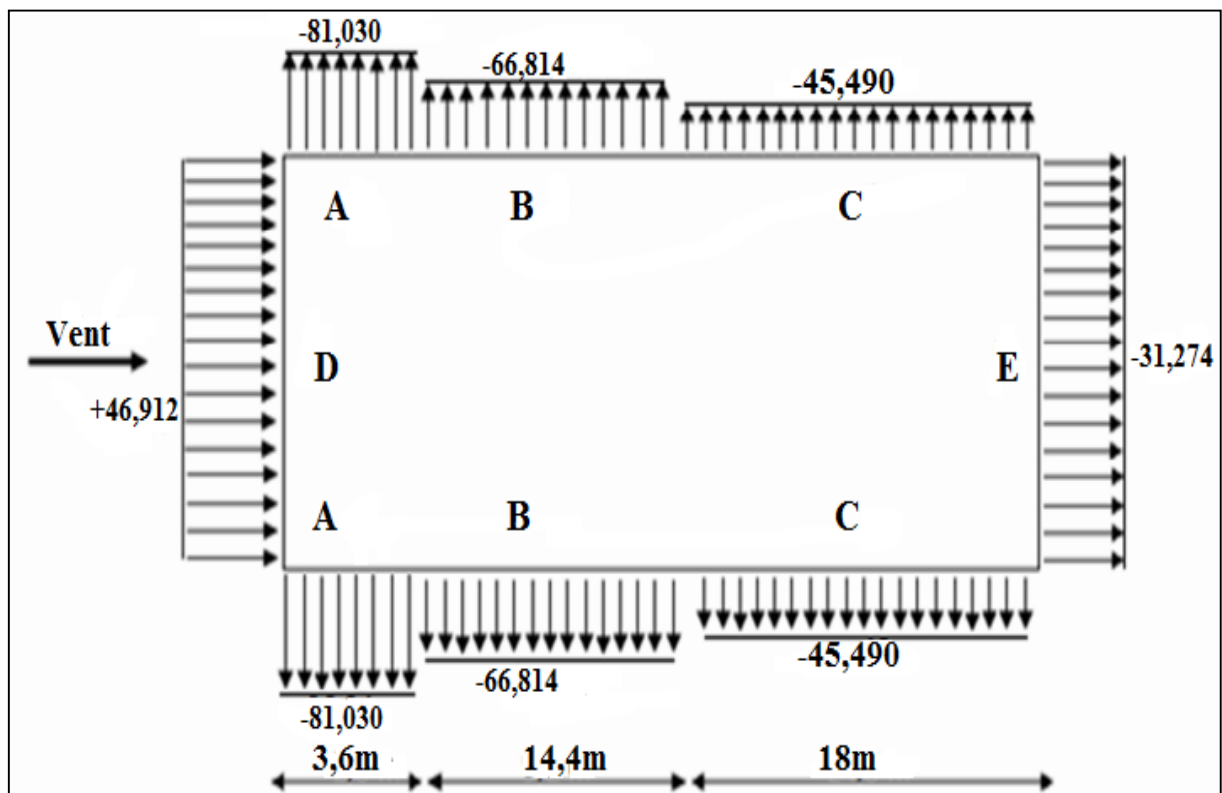


Figure II.10 : Pressions sur les parois verticales directions du vent (V1 , V3).

✓ Toiture

Zone	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_p$ (daN/m <sup>2</sup> )	$w(z_j)$ (daN/m <sup>2</sup> )
F	-1,49	+0,14	-1,63	75,342	-122,807
G	-1,3	+0,14	-1,44	75,342	-108,492
H	-0,66	+0,14	-0,80	75,342	-60,273
I	+0,56	+0,14	-0,70	75,342	-52,739

Tableau II.5 : Pressions pour la toiture directions du vent (V1 , V3).

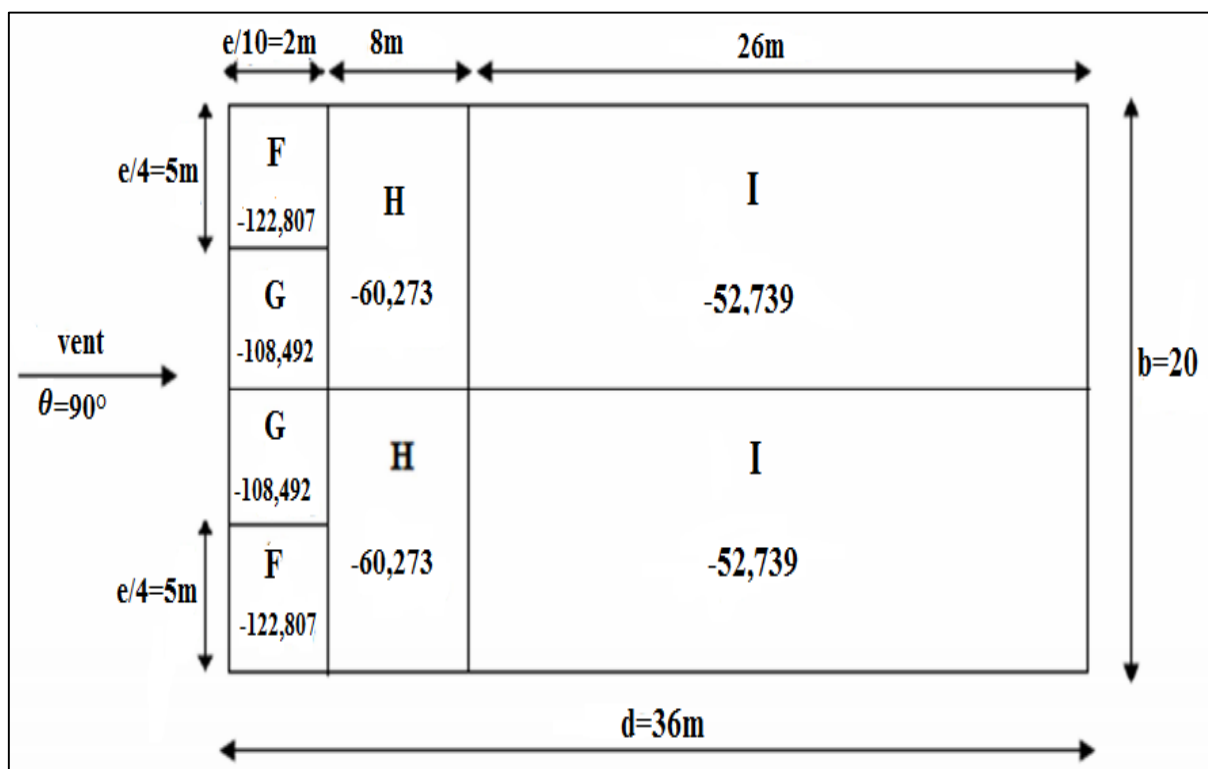


Figure II.11 : Pressions sur la toiture directions du vent (V1 , V3).

2/ Vent sur le long pan sens (V2 , V4)

✓ Parois verticales

Zone	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_p$ (daN/m <sup>2</sup> )	$w(z_j)$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	-1	-0,38	-0,62	71,079	-44,067
B	-0,8	-0,38	-0,42	71,079	-29,853
C	-0,5	-0,38	-0,12	71,079	-8,529
D	+0,8	-0,38	+0,18	71,079	+83,873
E	-0,3	-0,38	+0,08	71,079	+5,686

Tableau II.6 : Pressions pour les parois verticales directions du vent (V2 , V4).

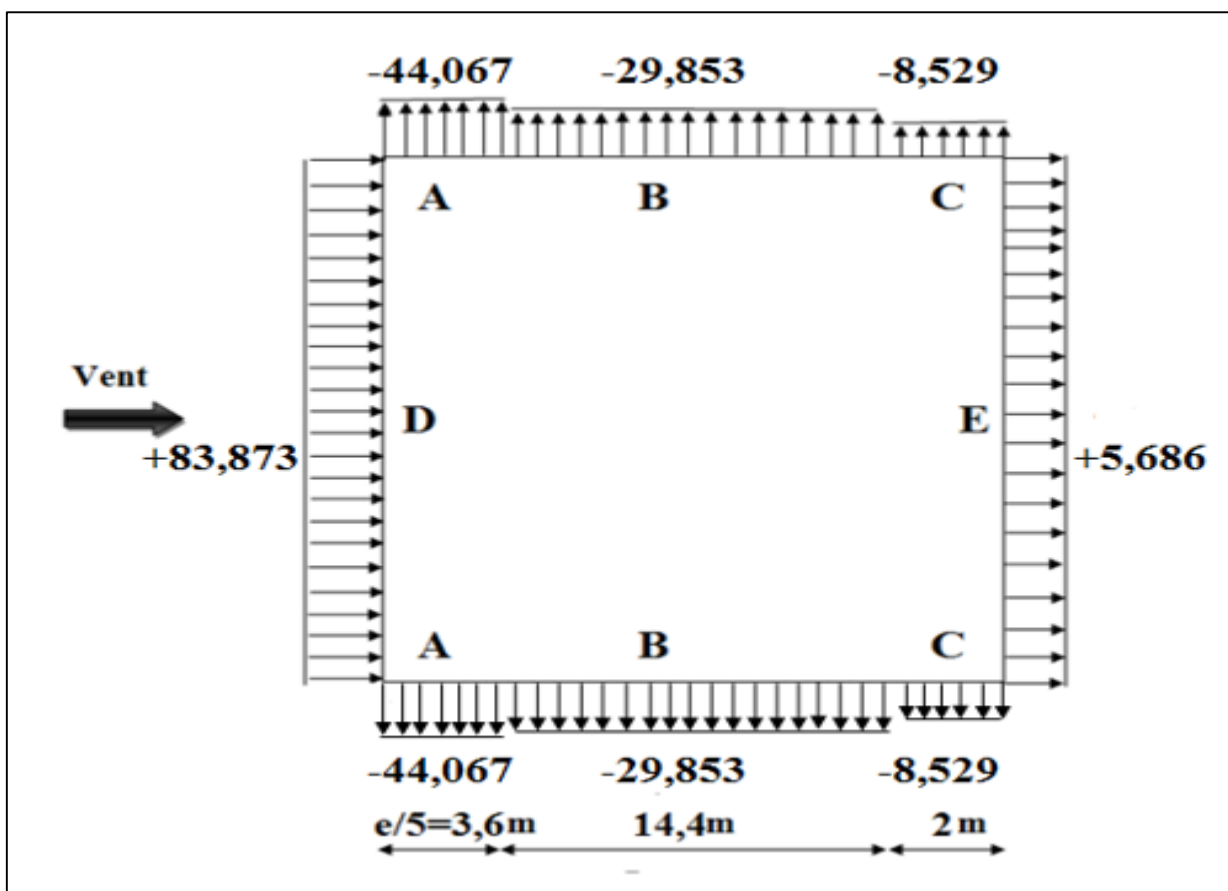


Figure II.12 : Pressions sur les parois verticales directions du vent (V2 , V4).

✓ Toiture

Zone	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_p(\text{daN/m}^2)$	$w(z_j) (\text{daN/m}^2)$
F	-1,41	-0,38	-1,03	75,342	-77,602
	+0,07		+0,45		+33,903
G	-1,05	-0,38	-0,67	75,342	-50,479
	+0,07		+0,45		+33,903
H	-0,49	-0,38	-0,11	75,342	-8,287
	+0,07		+0,45		+33,903
I	-0,22	-0,38	+0,16	75,342	+12,054
	-0,38		0		0
J	-0,53	-0,38	-0,15	75,342	-11,301
	-0,38		0		0

Tableau II.7 : Pressions pour la toiture directions du vent (V2 , V4).

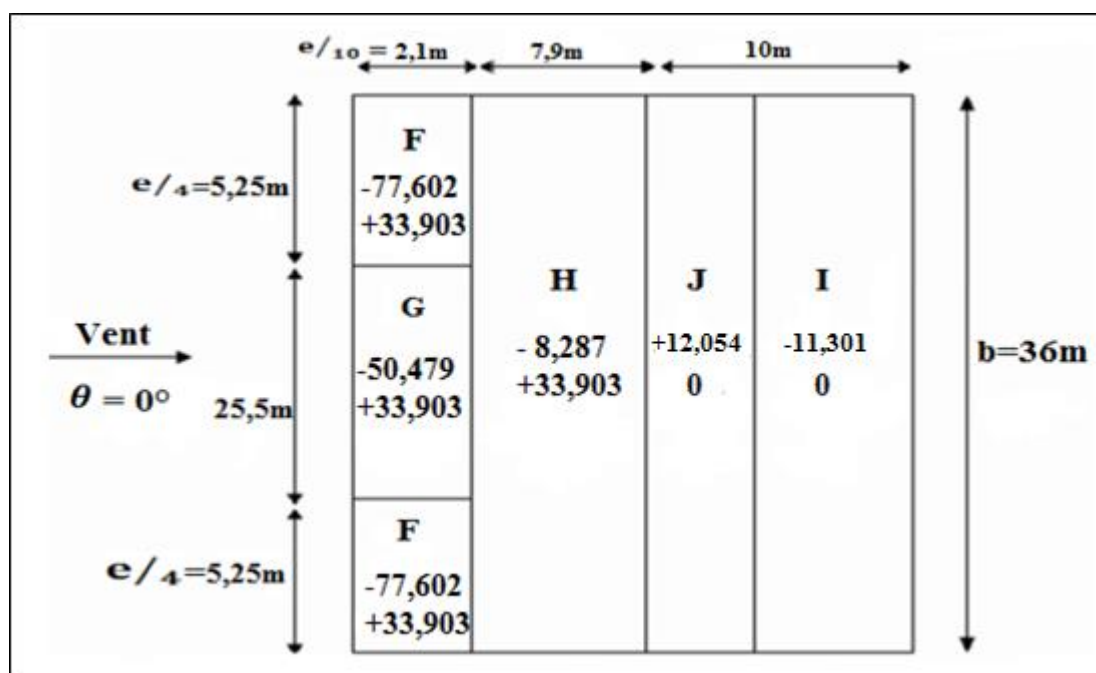


Figure II.13 : Pressions sur la toiture directions du vent (V2 , V4).



### C. Détermination des forces de frottement du vent

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

Condition à vérifier :

$$2 (d \times h) \leq 4 (2b \times h) \quad [1]$$

#### 1/ parois verticales :

##### ➤ Directions (V1, V3)

$$2 \times (36 \times 9) < 4 \times 2 \times (20 \times 9)$$

$$648 \text{ m}^2 < 1440 \text{ m}^2$$

##### ➤ Directions (V2, V4)

$$2 \times (20 \times 9) < 4 \times 2 \times (36 \times 9)$$

$$360 \text{ m}^2 < 2592 \text{ m}^2$$

#### 2/ Toitures :

##### ➤ Directions (V1, V3)


$$2 \times (36 \times 10,5) < 4 \times 2 \times (20 \times 10,5)$$

$$756 \text{ m}^2 < 1680 \text{ m}^2$$

##### ➤ Directions (V2, V4)

$$2 \times (20 \times 10,5) < 4 \times 2 \times (36 \times 10,5)$$

$$420 \text{ m}^2 < 3024 \text{ m}^2$$

 { Condition vérifiée  
Donc il n'y a pas des forces de frottement sur les parois et toitures.

### II.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structures 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, traverse, poteau).

# CHAPITRE III

## Etude du pont roulant

### III.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de définir le pont roulant ainsi que ces caractéristiques pour assurer une fonctionnalité parfaite lors du déplacement longitudinal du pont en prenant compte des charges qu'il soulève. Ceci doit être assuré par des poutres de roulement qui assurent le déplacement longitudinal du pont roulant et son chargement.

- **Ponts roulants** : Un pont roulant, est un engin de levage mobile circulant sur une voie de roulement. Il est constitué d'une ou plusieurs poutres sur lesquelles se déplace transversalement au chemin de roulement, un chariot de transfert équipé d'un treuil pour le levage de la charge. Si le pont est constitué d'une seule poutre, on parle de pont roulant mono poutre. Dans les autres cas, on parle d'un pont bi-poutre.
- **Chemin de roulement** : Le chemin de roulement est la structure porteuse de l'engin de levage, constituée d'une ou deux poutres de roulement et ses supports. Habituellement, le chemin est constitué de deux poutres parallèles surmontées d'un rail spécial et sur lesquelles circule le pont roulant.
- **Poutre de roulement** : La poutre de roulement est l'élément porteur longitudinal du chemin (profilé laminé, poutre composée à âme pleine, poutre treillis), Les poutres de roulement sont des poutres simples ou continues. Leurs appuis sont constitués par des poteaux indépendants ou par des corbeaux fixés sur les montants de cadres de la halle.

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 bipoutre** », de longueur **30,00 m** supportant une charge de **5 tonnes**.

⇒ (Annexe B – B.1)

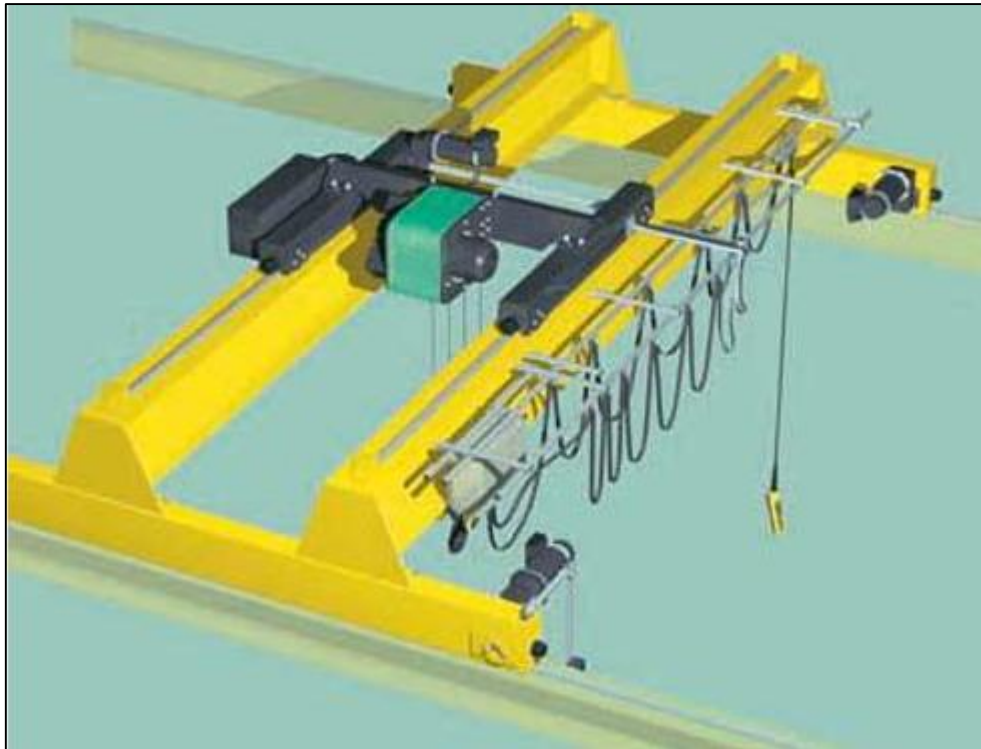


Figure III.1 : Schéma 3D de pont roulant.

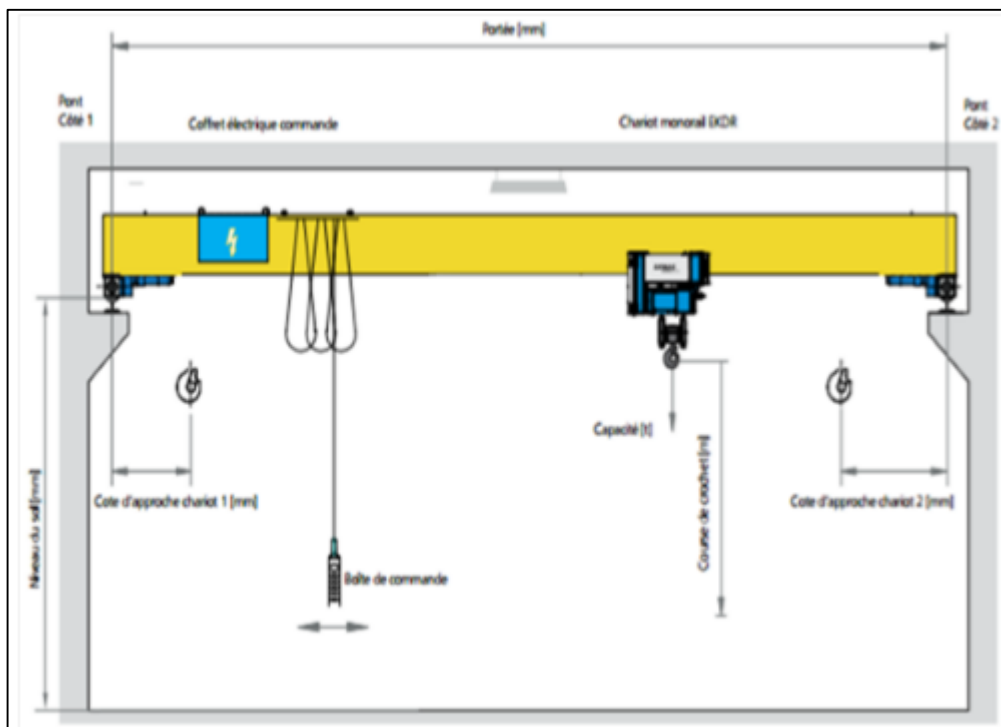


Figure III.2 : Schéma 2D de chemin de roulement.

III.2 Caractéristiques du pont roulant (Annexe B –B.2)

Les deux tableaux représentent les différentes caractéristiques de notre pont roulant :

Puissance N (tonnes)	L (m)	b (m)	a <sub>min</sub> (m)	c (m)	d (m)	e (m)
5	18	0,25	0,8	0,5	1,8	3,36

Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques du pont roulant.

Caractéristiques	Indices	Valeurs
Capacité du pont	N	5 tonnes
Portée du pont	L	18 m
Empattement (distance entre les deux galets du pont)	e	3,36 m
Poids du pont et de ses équipements	B	11,3 tonnes
Poids du chariot	K	3,5 tonnes
Poids total	B+K	14,8 tonnes
Longueur de la poutre de roulement	l	6 m
Distance minimale du chariot à la poutre de roulement	a <sub>min</sub>	0,8 m
Vitesse de levage	V <sub>l</sub>	7 m/min
Vitesse de direction du chariot	V <sub>D</sub>	30 m/min
Vitesse de translation du pont	V <sub>t</sub>	84 m/min
Réaction maximal des galets	R <sub>Max</sub>	6,94 tonnes
Réaction minimal des galets	R <sub>Min</sub>	2,96 tonnes

Tableau III.2 : Caractéristiques du pont roulant.

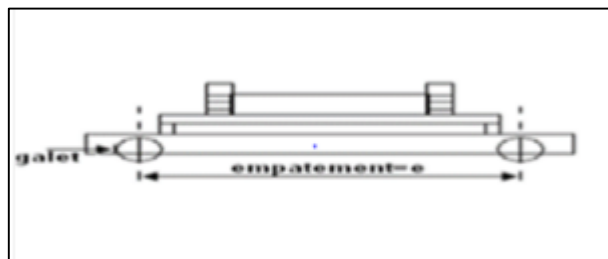


Figure III.3 : Coupe transversale.

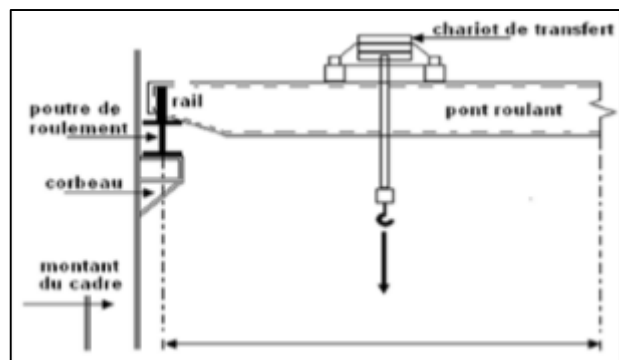


Figure III.4 : Coupe longitudinale.

### III.3 Types de ponts roulants

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

- Les ponts roulants posés constitués d'une poutre simple ou double portant entre les chariots d'extrémité.
- Les ponts roulants suspendus avec des chariots d'extrémité spéciaux pour lesquels les roues se déplacent sur la semelle inférieure des poutres de roulements.

### III.4 Classement des ponts roulants (Annexe B – B.3 et B.4)

Les ponts roulants sont classés selon deux critères :

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

- **Groupes d'utilisation**

- I** : Les ponts utilisent très souvent avec leur charge nominale.
  - II** : Les ponts utilisent souvent avec leur charge nominale.
  - III** : Les ponts utilisent rarement leur charge nominale.

- **Classes d'utilisation (Annexe B – B.4)**

- Classe A** : Utilisation occasionnelle avec longue périodes de repos.
  - Classe B** : Utilisation régulière en service intermittent.
  - Classe C** : Utilisation régulière avec service intensif.

- **Coefficients d'utilisation (Annexe B – B.3)**

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

- C** : coefficient d'adhérence d'un galet sur son rail.
  - $\Psi$**  : coefficient de majoration dynamique des réactions verticales :
  - $\Psi_1$**  : chemin de roulement.
  - $\Psi_2$**  : support de chemin de roulement.

Groupe du pont roulant	C	Chemin de roulement $\Psi_1$	Support du chemin $\Psi_2$	Classement			
				A-1	A-2	B-1	C-1
I	0,2	1,05	1	A-1	A-2	B-1	C-1
II		1,15	1,05	A-3	B-2		C-2
III		1,25	1,1		B-2		C-3

Tableau III.3 : Coefficient et classement des ponts roulants.

- **Condition d'utilisation**

Utilisation régulière en service intermittent → **Classe B**

- **Etat de charge**

Soulèvement régulier de charges voisines de la charge nominale → **Etat de charge 2**

D'où :  $\left. \begin{array}{l} \text{Classe B} \\ \text{Etat de charge 2} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Groupe II}$

### III.5 Description générale du calcul

Le moment maximum est déterminé par le théorème de **BARRE**, il est défini comme suit :

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

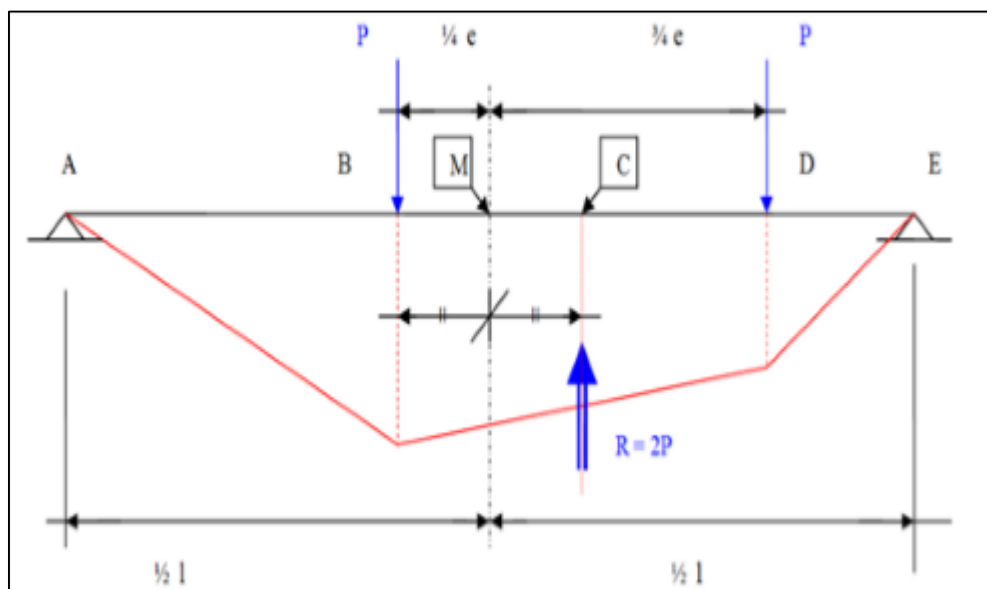


Figure III.5 : Moment max pour deux charges égales (Théorème de barre).

### III.6 Définition et calcul des charges [6]

#### III.6.1 Charges verticales ( $R_{Vmax}$ )

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

$$R_{Vmax} = \Psi_1 \cdot R_{max} = 1,15 \times 69,40 = 79,81 \text{ KN}$$

$$R_{Vmin} = \Psi_1 \cdot R_{min} = 1,15 \times 29,60 = 34,04 \text{ KN}$$

#### III.6.2 Charges horizontales transversales ( $R_{Hmax}$ )

- 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.

##### III.6.2.1 Palan au milieu de la portée du pont (Annexe B – B.5)

$$R_{H1max} = \pm[0,024 \times (K + N + B) \times \frac{L}{e} + 0,021 \times (N + K)] = 27,242 \text{ KN} \quad [6]$$

$$R_{H1min} = \pm[0,024 \times (K + N + B) \times \frac{L}{e} - 0,021 \times (N + K)] = 23,672 \text{ KN} \quad [6]$$

##### III.6.2.2 Palan à distance minimale du chemin de roulement

(Annexe B – B.5)

$$R_{H2max} = \pm[0,0052 \times (K + N + 5B) \times \frac{L}{e} + 0,021 \times (N + K)] = 73,007 \text{ KN} \quad [6]$$

$$R_{H2min} = \pm[0,0052 \times (K + N + 5B) \times \frac{L}{e} - 0,021 \times (N + K)] = 37,307 \text{ KN} \quad [6]$$

#### III.6.3 Charges horizontales longitudinales ( $R_{Lmax}$ ) [6]

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

$$R_{Lmax} = C \times R_{max} = 0,2 \times 69,40 = 13,88 \text{ KN}$$

$$R_{Lmin} = C \times R_{min} = 0,2 \times 29,60 = 5,92 \text{ KN}$$



### III.7 Choix du rail

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

Rail	Poids Kg/m	B mm	H mm	P mm	Section A cm <sup>2</sup>	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>
A 55	31,8	55	65	150	40,7	178	337

Tableau III.4 : Dimensions et Caractéristiques du rail A55.

- Dimensions du rail

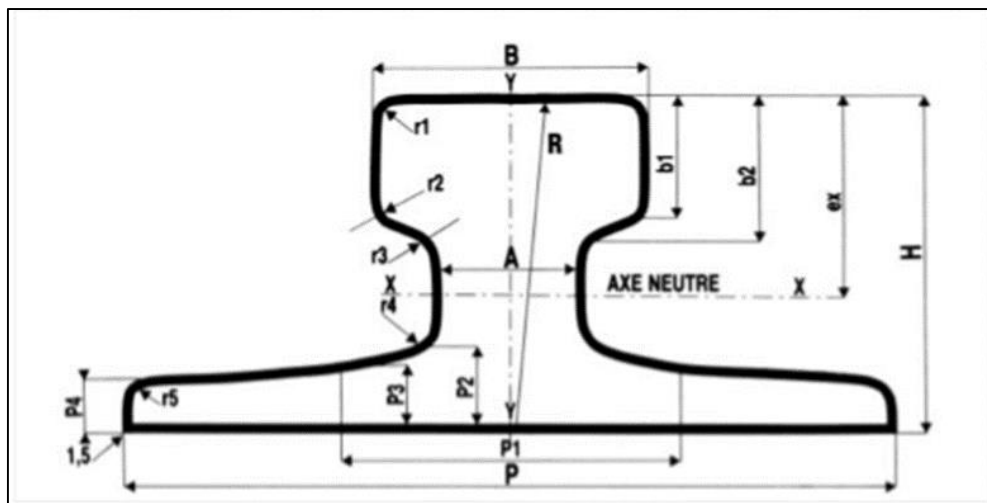


Figure III.6 : Caractéristiques géométriques du rail.

- Dimensions du crapaud

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

Tableau III.5 : Dimensions du crapaud.

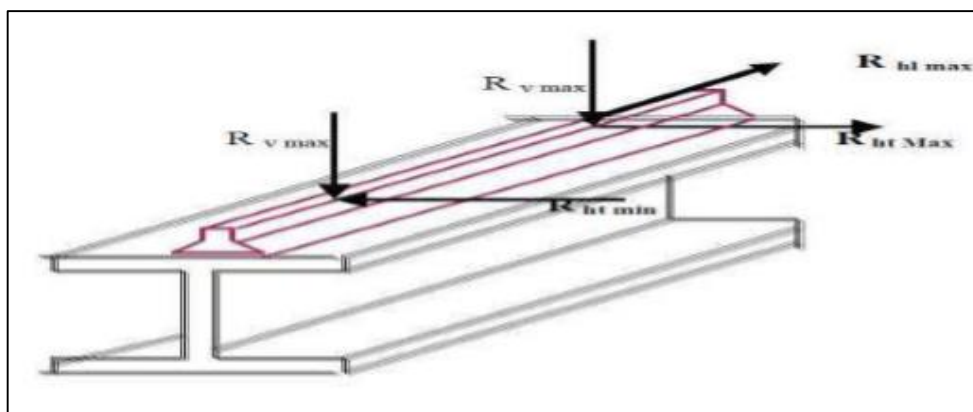


Figure III.7 : Schéma de la poutre de roulement avec le rail.

### III.8 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.8.1 Condition de la flèche

D'après le CTICM [6] le dimensionnement de la poutre de roulement se fait avec la condition de flèche.

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

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

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

- Les deux charges sur galets

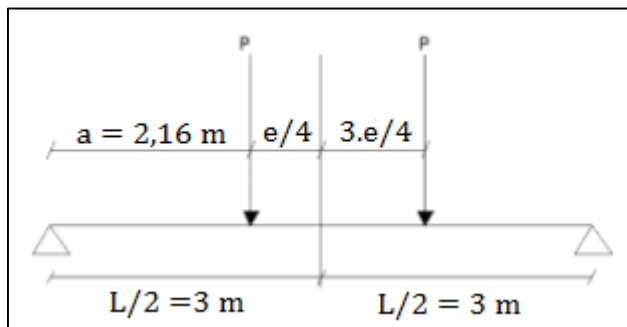


Figure III.8 : Schéma statique des galets.

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

Avec :

- $L = 6000 \text{ mm}$
- $a = \left( \frac{L}{2} - \frac{e}{4} \right) = 2160 \text{ mm.}$
- $P = R_{V_{max}} = 79810 \text{ N.}$
- $E = 21.10^4 \text{ N/mm}^2.$

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

$$I_y \geq \frac{79810 \times 2160 \times 6000^2 \times (3 \times 6000^2 - 4 \times 2160^2)}{8 \times 24 \times 21 \times 10^4 \times 6000^2}$$

$$I_y \geq 38196,609 \text{ cm}^4$$

→ Selon le moment d'inertie obtenu, on choisira un **HEB 360** :

profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>HEB360</b>	142	180,6	360	300	22,5	12,5	261	2683	1032	43190	10140	15,46	7,49

Tableau III.6 : Caractéristiques du profilé **HEB 360**.

### III.8.2 vérification de la flèche

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

Avec :  $f = f_1 + f_2$

- Les deux charges sur galets

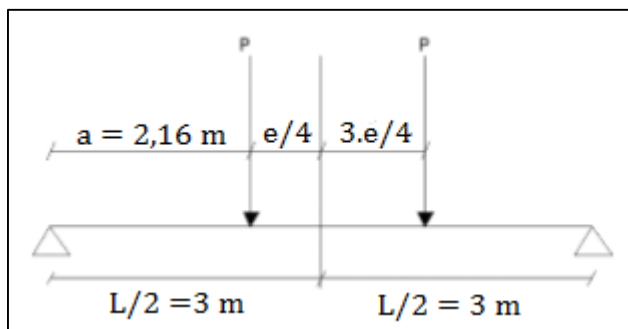


Figure III.9 : Schéma statique des galets.

$$f_1 = \frac{P.a.L^2}{24.E.I} \times \left( 3 - \frac{4.a^2}{L^2} \right) = \frac{79810 \times 2160 \times 6000^2}{24 \times 21 \times 10^4 \times 43190 \times 10^4} \times \left( 3 - \frac{4 \times 2160^2}{6000^2} \right) \quad [12]$$

$$\Rightarrow f_1 = 7,07 \text{ mm}$$

- Le poids propre de la poutre

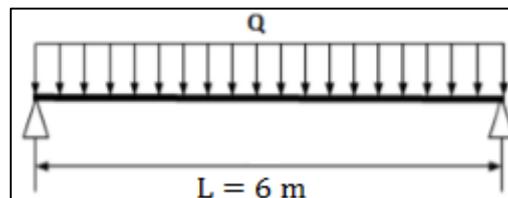


Figure III.10 : Schéma statique de la poutre de roulement.

$$Q = G_{poutre} + G_{rail} = 142 + 31,8 = 173,8 \text{ Kg/m}$$

$$f_2 = \frac{5.Q.L^2}{384.E.I} = \frac{5 \times 173,8 \times 10^{-2} \times 6000^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 43190 \times 10^4} = 0,3233 \text{ mm} \quad [12]$$

$$\Rightarrow f = f_1 + f_2 = 7,07 + 0,3233 = 7,3933 \text{ mm} = 0,74 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 0,8 \text{ cm}$$

**Donc :** la poutre de roulement en **HEB 360** vérifiée la condition de la flèche.

### III.8.3 Détermination de la classe du profilé de la poutre de roulement

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72. \varepsilon \quad (\text{Annexe B – B.6})$$

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{f_y}{235}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.$
- $d = 261 \text{ mm}.$
- $t_w = 12,5 \text{ mm}.$

$$\Rightarrow \frac{d}{t_w} = \frac{261}{12,5} = 20,88 < 72. \varepsilon = 72 \times 1 = 72 \Rightarrow \text{Donc : l'âme est de classe } \mathbf{1}.$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10. \varepsilon \quad (\text{Annexe B – B.6})$$

Avec :

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{f_y}{235}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.$
- $c = 300/2 = 150 \text{ mm}.$
- $t_f = 22,5 \text{ mm}.$

$$\Rightarrow \frac{c}{t_f} = \frac{150}{22,5} = 6,666 < 10. \varepsilon = 10 \times 1 = 10 \Rightarrow \text{Donc : la semelle est de classe } \mathbf{1}.$$

**Donc :** la section globale du profilé **HEB 360** est de classe **1**.

### III.8.4 Résistance du profilé sous charges verticales

- Vérification de l'effort tranchant à L'ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{sd} \leq V_{plrd} \\ V_{sd} \leq 0,5 \times V_{plrd} \end{array} \right.$$

Avec :

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

$$V_{pl, Rd} = \frac{0,58 \cdot A_V \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A_V = A - b \cdot t_f + t_f \times (t_w + 2 \cdot r) = 180,6 \times 10^2 - 360 \times 22,5 + 22,5 \times (12,5 + 2 \times 27)$$

$$A_V = 11456,25 \text{ mm}^2$$

$$D'où : V_{pl, Rd} = \frac{0,58 \times 11456,25 \times 235}{1,1} = 1419,53 \text{ KN} \quad [4]$$

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

$$V_{sd} = 1,35 \cdot V_V + 1,5 \cdot V_{pp}$$

$V_V$  : Effort tranchant due à la réaction  $R_v$  :

$$V_V = R_{V_{max}} \cdot \frac{4 \cdot a}{L} = \frac{79,81 \times 4 \times 2160}{6000} = 114,92 \text{ kN}$$

$V_{pp}$  : Effort tranchant due au poids propre (**HEB 360 + A55**) :

$$V_{pp} = \frac{G \cdot L}{4} = \frac{1,738 \times 6}{4} = 2,607 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_{sd} = 1,35 \times 114,92 + 1,5 \times 2,607 = 159,052 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 159,052 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 1419,53 \text{ KN}$$

**Donc** : la poutre de roulement en **HEB 360** résiste à l'effort tranchant.

$$V_{sd} = 159,057 \text{ kN} < 0,5 \cdot V_{plrd} = 0,5 \times 1419,53 = 709,77 \text{ kN}$$

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

**Alors** : la vérification se fait à la flexion seule.

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

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

Avec :

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

$$M_{c, Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2683 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 573,186 \text{ kN.m} \quad [4]$$

- $M_{y, sd}$  : Moment sollicitant due à  $R_v$  et au poids propre du chemin de roulement :

$$M_{y, sd} = 1,35. M_{pp} + 1,5. M_v$$

- ✓  $M_v$  : Moment due à la réaction  $R_v$  :

$$M_v = \frac{R_{vmax}}{4.L} \times \left( L - \frac{e}{2} \right)^2 = \frac{79,81}{4 \times 6} \times \left( 6 - \frac{3,36}{2} \right)^2 = 62,06 \text{ KN.m}$$

$M_{pp}$  : Moment due au poids propre (**HEB360 + A55**) :

$$M_{pp} = \frac{G.L^2}{8} = \frac{1,738 \times 6^2}{8} = 7,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{y, sd} = 1,35. M_{pp} + 1,5. M_v = 1,35 \times 7,82 + 1,5 \times 62,06 = 103,647 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow M_{y, sd} = 103,647 \text{ kN.m} < M_{c, Rd} = 573,186 \text{ kN.m}$$

**Donc** : la poutre de roulement en **HEB 360** est stable sous l'effet des charges verticales.

### III.8.5 Vérification sous charge horizontale

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

Avec :

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

$$M_{c, Rd} = \frac{W_{plz}.f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1032 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 220,47 \text{ KN.m} \quad [4]$$

- $M_{sd}$  : moment sollicitant due à  $R_H$  :

$$M_{sd} = \frac{2.R_{Hmax}}{L} \times \left( \frac{L}{2} - \frac{e}{4} \right)^2 = \frac{2 \times 27,2421 \times 1,15}{6000} \times \left( \frac{6000}{2} - \frac{3360}{4} \right)^2 = 48,714 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow M_{sd} = 48,714 \text{ kN.m} \ll M_{c, Rd} = 220,47 \text{ kN.m}$$

**Donc** : la poutre de roulement en **HEB 360** est stable sous l'effet des charges horizontales.

### III.8.6 Résistance de l'âme au voilement par cisaillement

Si :  $\frac{d}{t_w} \leq 69.\varepsilon \Rightarrow$  il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement. [4]

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

$$\frac{261}{12,5} = 20,88 \leq 69.\varepsilon = 69 \times 1 = 69$$

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

### III.8.7 Résistance au déversement [4]

Selon le CCM97 [4], le moment résistant est donné par la formule suivante :

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

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

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

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

$\alpha_{LT} = 0,21$  Pour les profilés laminés.

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

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

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

Avec :

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

(Annexe B – B.7)

- $G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} = \frac{21 \times 10^4}{2 \times (1 + 0,3)} = 8,08 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2$
- $I_t$  : Moment d'inertie de torsion =  $292,5 \times 10^4 \text{ mm}^4$
- $I_w$  : Moment d'inertie de gauchissement =  $2883 \times 10^9 \text{ mm}^4$
- $I_z$  : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie =  $10140 \times 10^4 \text{ mm}^4$
- $L$  : Longueur de la poutre =  $6 \times 10^3 \text{ mm}$

$$\Rightarrow \lambda_{LT} = \frac{600 \times \left[ \frac{2683^2}{10140 \times 2883 \times 10^5} \right]^{0,25}}{1,132^{0,5} \times \left[ 1 + \frac{600^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 292,5}{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 2883 \times 10^5} \right]^{0,25}} = 64,64$$

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

$$\overline{\lambda_{LT}} = \left[ \frac{64,64}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 0,68 > 0,4 \rightarrow \text{il y a risque de déversement}$$

$$\phi_{Lt} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,68 - 0,2) + 0,68^2] = 0,958$$

$$X_{LT} = \frac{1}{0,958 + \sqrt{(0,958^2 - 0,68^2)}} = 0,61$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,61 \times 1 \times 2683 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 349,64 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow M_{y,sd} = 103,647 \text{ kN.m} < M_{b,Rd} = 349,64 \text{ kN.m}$$

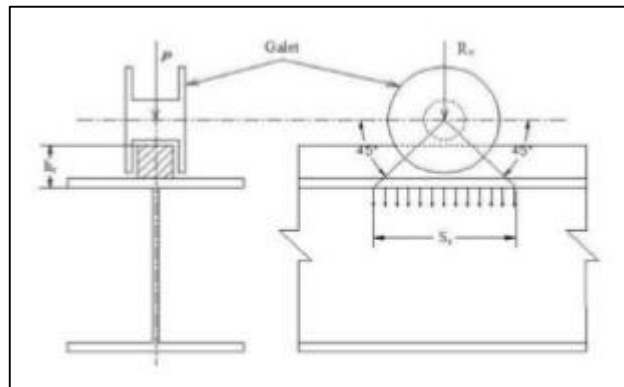
**Donc :** la stabilité de la poutre de roulement en **HEB 360** au déversement est assurée.

### III.8.8 Résistance de l'âme à la charge transversale

- **Résistance à l'écrasement [4]**

Selon le règlement de calcul **CCM97 [4]** nous avons :

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



**Figure III.11 :** l'effort due à l'écrasement.

Avec :

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

$$R_{y,Rd} = S_y \cdot t_w \cdot f_{yw} / \gamma_{M1}$$

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

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

- $h_r$  : la hauteur du rail  $\Rightarrow h_r = 65 \text{ mm}$
- $t_f$  : largeur de l'âme du profilé  $\Rightarrow t_f = 22,5 \text{ mm}$



➤  $\sigma_{fed}$  : la contrainte longitudinale dans la semelle :

$$\sigma_{fed} = \frac{M_{y,sd}}{W_{el,z}} = \frac{103,647 \times 10^6}{2400 \times 10^3} = 43,184 \text{ N/mm}^2$$

$$S_y = 2 \times (65 + 22,5) \times \sqrt{[1 - (1,1 \times 43,184 / 235)^2]} = 171,718 \text{ mm}$$

$$D'o\grave{u} : R_{y,Rd} = (171,718 \times 12,5 \times 235) / 1,1 = 458,564 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = R_{Vmax} = 7,981 \text{ kN} \ll R_{y,Rd} = 458,564 \text{ kN}$$

**Donc** : l'âme de la poutre de roulement en **HEB 360** résiste à la charge transversale.

- **Résistance à l'enfoncement local [4]**

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

➤  $f_{sd} \leq R_{a,Rd}$

➤  $M_{sd} \leq M_{c,Rd}$

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

Avec :

$$R_{a,Rd} = 0,5 \cdot t_w^2 \times (E \cdot f_{wy})^{0,5} \times [(\frac{t_f}{t_w})^{0,5} + 3 \times (\frac{t_w}{t_f})^{0,5} \times (\frac{S_s}{d})] / \gamma_{m0}$$

$$R_{a,Rd} = 0,5 \cdot 12,5^2 \times (21 \times 10^4 \times 235)^{0,5} \times [(\frac{22,5}{12,5})^{0,5} + 3 \times (\frac{12,5}{22,5})^{0,5} \times (\frac{89,13}{261})] / 1,1$$

$$R_{a,Rd} = 419,084 \text{ KN}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2683 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 573,186 \text{ KN.m}$$

D'où :

✓  $F_{sd} = R_{Vmax} = 7,981 \text{ kN} \ll R_{a,Rd} = 419,084 \text{ kN} \Rightarrow$  condition vérifiée.

✓  $M_{ysd} = 196,737 \text{ kN.m} \ll M_{c,Rd} = 573,186 \text{ kN.m} \Rightarrow$  condition vérifiée.

✓  $\frac{f_{sd}}{R_{a,Rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{c,Rd}} = \frac{7,981}{419,084} + \frac{103,647}{220,47} = 0,486 \leq 1,5 \Rightarrow$  condition vérifiée.

**Donc** : la poutre de roulement en **HEB 360** résiste à l'enfoncement local.

### III.8.9 Résistance au voilement de l'âme [4]

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

$$\text{On a : } b_{\text{eff}} = \sqrt{h^2 + S_S^2} = \sqrt{360^2 + 89,13^2} = 370,869 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } b_{\text{eff}} = 370,869 \text{ mm} > b = 360 \text{ mm.}$$

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

### III.8.10 Flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme [4]

$$\frac{d}{t_W} \leq K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_W}{A_{fc}}}$$

Avec :

➤  $A_W$  : l'aire de l'âme :

$$A_W = t_W \times (h - 2 \cdot t_f) = 12,5 \times (360 - 2 \times 22,5) = 3937,5 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{fc} = b \times t_f = 300 \times 22,5 = 6750 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\frac{d}{t_W} = \frac{261}{12,5} = 20,88 \leq K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_W}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{3937,5}{6750}} = 204,753$$

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

### III.9 Calcul du support du chemin de roulement

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

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

#### III.9.1 Charge verticale sur le chemin de roulement

- **Charge non pondérée [6]**

$$P_1 = Q \cdot L + R_{V\text{max}} \times \left(2 - \frac{e}{L}\right) = 1,738 \times 6 + 72,87 \times \left(2 - \frac{3,36}{6}\right) = 118,240 \text{ KN}$$

- Charge pondérée [6]

$$P_2 = 1,35 \cdot Q \cdot L + 1,5 \cdot R_{Vmax} \times \left(2 - \frac{e}{L}\right) = 1,35 \times 1,738 \times 6 + 1,5 \times 72,87 \times \left(2 - \frac{3,36}{6}\right)$$

$$P_2 = 173,477 \text{ KN}$$

### III.9.2 Charge horizontale sur le chemin de roulement [6]

$$P_H = 1,5 \cdot R_{Hmax} \cdot \Psi_2 \times \left(1 - \frac{e}{L}\right) = 1,5 \times 27,2421 \times 1,05 \times \left(1 - \frac{3,36}{6}\right) = 18,878 \text{ KN}$$

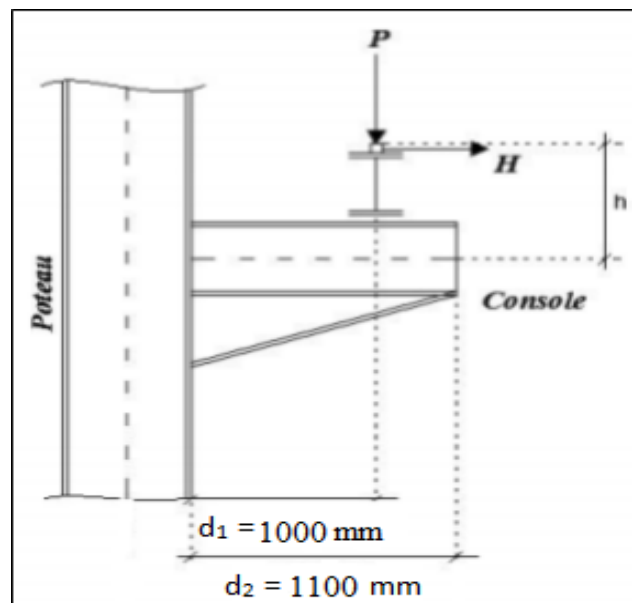


Figure III.12 : Support de chemin de roulement.

### III.9.3 Dimensionnement du support de chemin de roulement

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

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

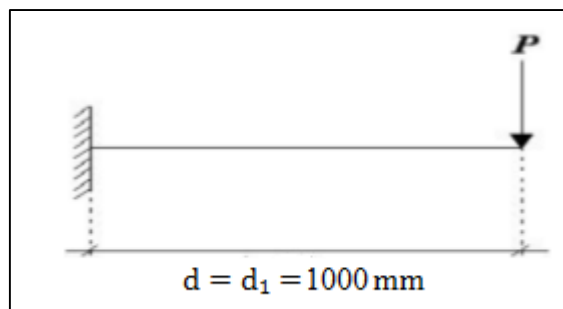


Figure III.13 : Schéma statique du support de roulement.

$$f = P_1 \times \frac{d^3}{3.E.I} \leq \frac{d}{500} \quad [4]$$

$$\Rightarrow I \geq \frac{P_1.d^2.500}{3.E}$$

$$\Rightarrow I \geq \frac{118240 \times 1000^2 \times 500}{3 \times 21 \times 10^4} = 5460,114 \text{ cm}^4$$

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

profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>HEB220</b>	71,5	91	220	220	16	9,5	152	827	393,9	8091	2843	9,43	5,59

Tableau III.7 : Caractéristiques du profilé **HEB 220**.

### III.9.4 Détermination de la classe de la section transversale du chemin de roulement [4]

- Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72. \varepsilon \quad (\text{Annexe B – B.6})$$

Avec :

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

$$\Rightarrow d = 152 \text{ mm.}$$

$$\Rightarrow t_w = 9,5 \text{ mm.}$$

$$\Rightarrow \frac{d}{t_w} = \frac{152}{9,5} = 16 < 72. \varepsilon = 72 \times 1 = 72 \Rightarrow \text{Donc l'âme est de classe 1.}$$

- Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10. \varepsilon \quad (\text{Annexe B – B.6})$$

Avec :

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

$$\Rightarrow c = 220/2 = 110 \text{ mm.}$$

$$\Rightarrow t_f = 16 \text{ mm.}$$

$$\Rightarrow \frac{c}{t_f} = \frac{110}{16} = 6,875 < 10. \varepsilon = 10 \times 1 = 10 \Rightarrow \text{Donc la semelle est de classe 1.}$$

**Donc** : la section globale du profilé **HEB 220** est de classe **1**.

### III.9.5 Vérification au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme [4]

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

Avec :

- $A_w$  : l'aire de l'âme :

$$A_w = t_w \times (h - 2 \cdot t_f) = 9,5 \times (220 - 2 \times 16) = 1786 \text{ mm}^2$$

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

$$A_{fc} = h \times t_f = 220 \times 16 = 3520 \text{ mm}^2$$

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

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{152}{9,5} = 16 \leq K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{1786}{3520}} = 190,96$$

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

### III.9.6 Vérification à l'effort tranchant

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

Avec :

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

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

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

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + t_f \times (t_w + 2 \cdot r) = 91 \times 10^2 - 2 \times 220 \times 16 + 16 \times (9,5 + 2 \times 18)$$

$$A_v = 2788 \text{ mm}^2$$

$$D'o\grave{u} : V_{pl, Rd} = \frac{2788 \times (235/\sqrt{3})}{1,1} = 343,88 \text{ KN}$$

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

$$V_{sd} = P_2 = 173,477 > V_{pl, Rd} = 343,88 \text{ KN} \Rightarrow M_{c, Rd} = M_{v, Rd}$$

$$M_{v, Rd} = (W_{ply} - \frac{\rho \cdot A_V^2}{4 \cdot t_w}) \times f_y / \gamma_{M0}$$

$$\text{Avec : } \rho = \left( \frac{2 \cdot V_{sd}}{V_{pl, Rd}} - 1 \right)^2 = \left( \frac{2 \times 173,477}{343,88} - 1 \right)^2 = 0,0071$$

$$M_{v, Rd} = (827 \times 10^3 - \frac{0,0071 \times 2788^2}{4 \times 9,5}) \times 235 / 1,1 = 201,011 \text{ KN.m}$$

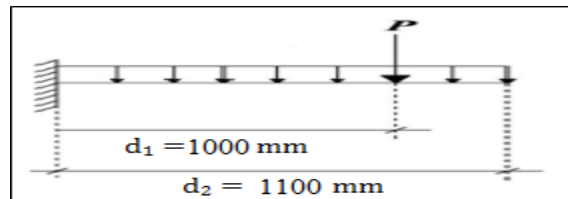
$$M_{y, sd} = P_2 \times L = 173,477 \times 1 = 173,477 \text{ KN.m}$$

$$M_{y, sd} = 173,477 \text{ KN.m} < M_{v, Rd} = 201,011 \text{ KN.m}$$

**Donc** : le support de roulement en **HEB 220** vérifiée l'effort tranchant.

### III.9.7 Vérification de la flèche

$$f_{max} < f_{adm}$$



**Figure III.14** : Vérification de la flèche.

$$f_{max} = \frac{P_1 \cdot d_1^3}{3 \cdot E \cdot I_y} + \frac{P_{pr(HEA 220)} \cdot d_2^4}{8 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{max} = \frac{(118,240 \times 10^3) \times 100^3}{3 \times (21 \times 10^6) \times 8091} + \frac{(71,5 \times 10^{-1}) \times 110^4}{8 \times (21 \times 10^6) \times 8091}$$

$$f_{max} = 0,17 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{d_2}{500} = \frac{110}{500} = 0,22 \text{ cm}$$

**Donc** : le support de roulement en **HEB 220** vérifiée la flèche.

### III.10 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 **HEB 360** vérifie bien les conditions de résistance et de stabilité de la poutre de roulement.

# CHAPITRE IV

## Dimensionnement des éléments secondaires

### IV.1 Introduction

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

### IV.2 Étude des éléments secondaires

#### IV.2.1 Calcul des chéneaux

Le chéneau est une conduite généralement en métal qui collecte les eaux pluviales à la base de la toiture ou entre deux versants pour permettre l'évacuation vers les tuyaux de descente.

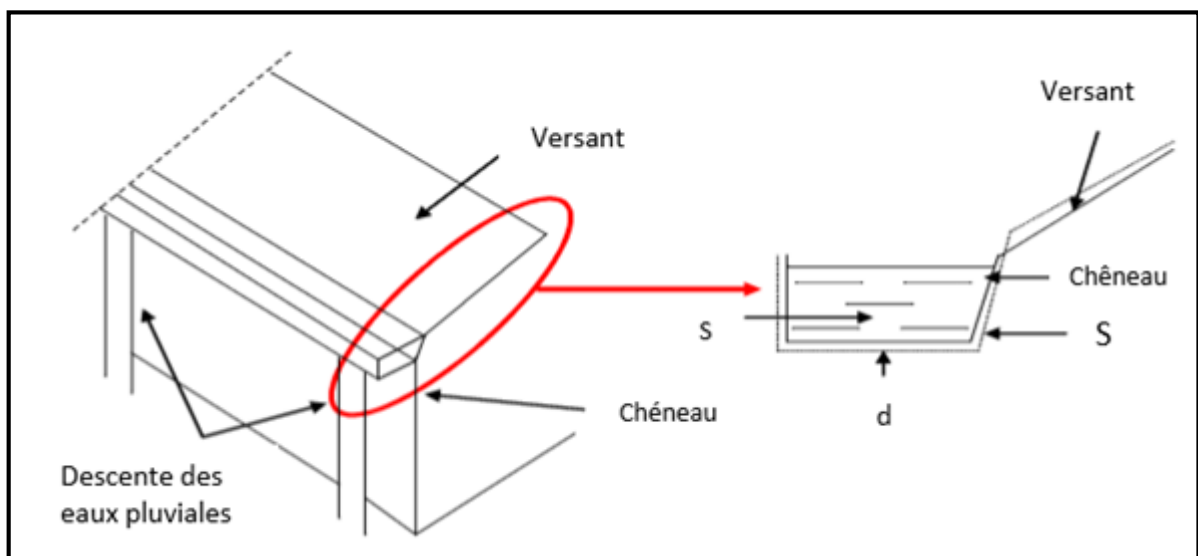


Figure IV.1 : Chéneau d'eau.

Figure IV.2 : Coupe transversale sur chéneau.

- Calcul de la section et du diamètre du chéneau

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

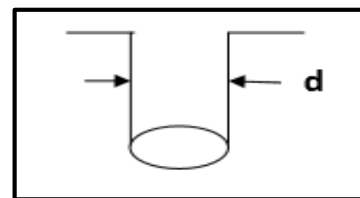


Figure IV.3 : Moignon cylindrique.

Avec :

- s : Section transversale du chéneau en cm<sup>2</sup>.
- S : Surface couverte du versant en m<sup>2</sup>.



- $d$  : Périmètre de la section mouillée du chéneau en cm.
- $p$  : Pente du chéneau :  $p = 2 \text{ mm/m}$ .
- $S = 36 \times 10 = 360 \text{ m}^2$

$$\begin{cases} s = 440 \text{ cm}^2 & (\text{Annexe C – C.1}) \\ d = 25 \text{ cm} & (\text{Annexe C – C.2}) \end{cases}$$

## IV.2.2 Calcul des pannes

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en **I** ou **U**, elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et de la surcharge d'entretien. Elles sont disposées perpendiculairement aux traverses des portiques, et sont calculées suivant les exigences du [CCM97]. [4]

### A. Espacement entre les pannes

On suppose que la couverture est d'une longueur de **10 m**, et appuyée sur **8 appuis**, ce qui donne un espacement moyen de **1,4 m**.

#### A.1 Charges à prendre en considération

##### ➤ Charges permanentes

Poids propre de la couverture en panneau sandwich **TL75** :  $G = 14,2 \text{ daN/m}^2$

(Annexe C – C.8)

##### ➤ Charges d'entretien

La charge d'entretien est égale aux poids d'un ouvrier et son matériel.

Elle est équivalente à deux charges concentrées de **100 daN** chacune situées au **1/3** et **2/3** de la portée de la panne :

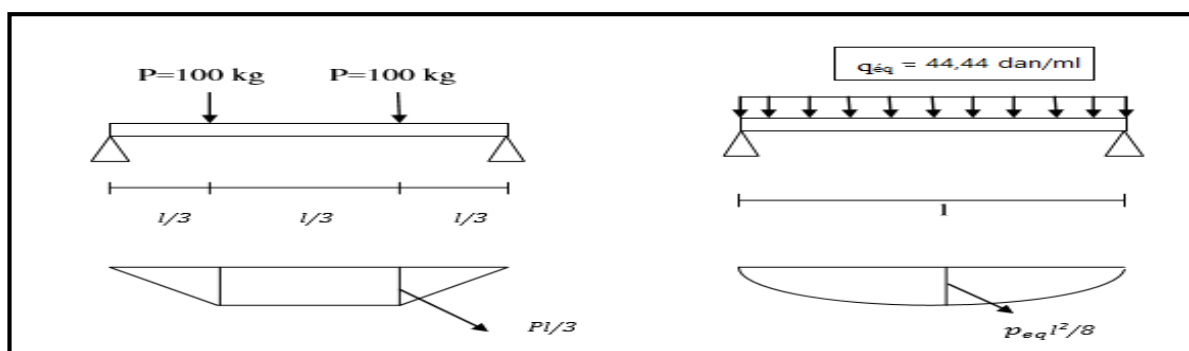


Figure IV.4 : Diagramme des moments maximum.

$$q_{\text{eq}} = \frac{8 \times q}{3 \times l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44,44 \text{ daN/ml}$$

- ✓ Action de la neige :  $S = 39,76 \text{ daN/m}^2$
- ✓ Action du vent :  $W = -122,807 \text{ daN/m}^2$

## A.2 Combinaisons des charges [4]

➤ ELU

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

**l'axe z-z**

$$q_z = 1,35. G \times \cos\alpha + 1,5. Q \times \cos\alpha = 1,35 \times (14,2 \times 1,4) \times 0,988 + 1,5 \times (44,44) \times 0,988$$

$$q_z = 92,376 \text{ daN/ml}$$

**l'axe y-y**

$$q_y = 1,35. G \times \sin\alpha + 1,5. Q \times \sin\alpha = 1,35 \times (14,2 \times 1,4) \times 0,148 + 1,5 \times (44,44) \times 0,148$$

$$q_y = 13,837 \text{ daN/ml}$$

$$q_2 = 1,35. G + 1,5. W$$

**l'axe z-z**

$$q_z = 1,35. G \times \cos\alpha + 1,5. W \times \cos\alpha = 1,35 \times (14,2 \times 1,4) \times 0,988 + 1,5 \times (-122,807 \times 1,4) \times 1$$

$$q_z = -231,378 \text{ daN/ml}$$

**l'axe y-y**

$$q_y = 1,35. G \times \sin\alpha + 1,5. W \times \sin\alpha = 1,35 \times (14,2 \times 1,4) \times 0,148 + 1,5 \times (-122,807 \times 1,4) \times 0$$

$$q_y = 3,972 \text{ daN/ml}$$

$$q_3 = 1,35. G + 1,5. S$$

**l'axe z-z**

$$q_z = 1,35. G \times \cos\alpha + 1,5. S \times \cos\alpha = 1,35 \times (14,2 \times 1,4) \times 0,988 + 1,5 \times (39,76 \times 1,4) \times 0,988$$

$$q_z = 109,009 \text{ daN/ml}$$

**l'axe y-y**

$$q_y = 1,35. G \times \sin\alpha + 1,5. S \times \sin\alpha = 1,35 \times (14,2 \times 1,4) \times 0,148 + 1,5 \times (39,76 \times 1,4) \times 0,148$$

$$q_y = 16,329 \text{ daN/ml}$$

Donc on prend la combinaison la plus défavorable :

Suivant l'axe z-z :  $q_2 = 1,35. G + 1,5. W$

## ➤ ELS

$$q_1 = G + Q$$

**l'axe z-z**

$$q_z = G \times \cos\alpha + Q \times \cos\alpha = (14,2 \times 1,4) \times 0,988 + (44,44) \times 0,988$$

$$q_z = 63,548 \text{ daN/ml}$$

**l'axe y-y**

$$q_y = G \times \sin\alpha + Q \times \sin\alpha = (14,2 \times 1,4) \times 0,148 + (44,44) \times 0,148$$

$$q_y = 9,519 \text{ daN/ml}$$

$$q_2 = G + W$$

**l'axe z-z**

$$q_z = G \times \cos\alpha + W \times \cos\alpha = (14,2 \times 1,4) \times 0,988 + (-122,807 \times 1,4) \times 1$$

$$q_z = -152,049 \text{ daN/ml}$$

**l'axe y-y**

$$q_y = G \times \sin\alpha + W \times \sin\alpha = (14,2 \times 1,4) \times 0,148 + (-122,807 \times 1,4) \times 0$$

$$q_y = 2,942 \text{ daN/ml}$$

$$q_3 = G + S$$

**l'axe z-z**

$$q_z = G \times \cos\alpha + S \times \cos\alpha = (14,2 \times 1,4) \times 0,988 + (39,76 \times 1,4) \times 0,988$$

$$q_z = 74,637 \text{ daN/ml}$$

**l'axe y-y**

$$q_y = G \times \sin\alpha + S \times \sin\alpha = (14,2 \times 1,4) \times 0,148 + (39,76 \times 1,4) \times 0,148$$

$$q_y = 11,805 \text{ daN/ml}$$

Donc on prend la combinaison la plus défavorable :

Suivant l'axe z-z :  $q_2 = G + W$

Suivant l'axe y-y :  $q_3 = G + S$

**A.3 Moment maximal pour une poutre continue sur 8 appuis simples**

Le moment maximal est déterminé selon l'abaque de **MACQUART**. (Annexe C – C.3)

Le diagramme résultant des moments fléchissants est montré ci-dessous :

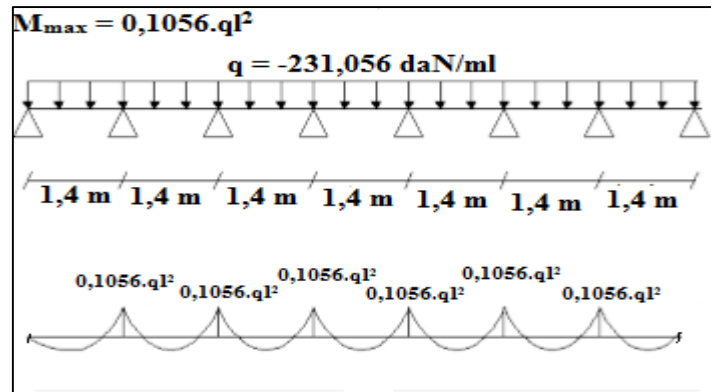


Figure IV.5 : Diagramme de moment fléchissant au niveau de la couverture.

#### A.4 Vérification de l'espacement

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{w} \leq f_y \quad \rightarrow \quad M_{\max} \leq f_y \times w$$

$$\rightarrow 0,845 \cdot M_0 = 0,1056 \cdot ql^2 \leq f_y \times w \quad \text{avec : } M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} \quad (\text{Annexe C - C.3})$$

$$\rightarrow l \leq \sqrt{\frac{f_y \times w}{0,1056 \cdot q}}$$

$$\rightarrow l \leq \sqrt{\frac{(160 \times 10^5) \times (49 \times 10^{-6})}{0,1056 \times 231,378}} \quad (\text{Annexe C - C.9})$$

$$\rightarrow l \leq 5,66\text{m}$$

$$\rightarrow e = 1,4 \text{ m} < l = 5,66\text{m}, \text{ donc on prend : } e = 1,4 \text{ m}$$

#### A.5 Vérification de la flèche [4]

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

Avec :

$$f_{v\max} = \frac{l}{200} = \frac{140}{200} = 0,7 \text{ cm}$$

Suivant l'axe z-z

$$f = 0,49 \times \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} = 0,49 \times \frac{5 \times (152,049 \times 10^{-2}) \times 140^4}{384 \times (21 \times 10^5) \times 247,7} = 0,007 \text{ cm}$$

$$f = 0,007 \text{ cm} < f_{v\max} = 0,7 \text{ cm}$$

Suivant l'axe y-y

$$f = 0,49 \times \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} = 0,49 \times \frac{5 \times (11,805 \times 10^{-2}) \times 140^4}{384 \times (21 \times 10^5) \times 247,7} = 0,0005 \text{ cm}$$

$$f = 0,0005 \text{ cm} < f_{v_{\max}} = 0,7 \text{ cm}$$

**Donc :** La couverture vérifiée à la flèche.

## B. Dimensionnement des pannes

Après avoir fait plusieurs vérifications par le logiciel ROBOT, on a opté pour la section

### IPE 140.

#### ➤ G : Charge permanente

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poids de la couverture : } G_C = 14,2 \text{ daN/m}^2 \\ \text{poids de la panne (estimé) : } G_P = 12,9 \text{ daN/m}^2 \end{array} \right.$$

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> Mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl,z</sub> cm <sup>3</sup>
<b>IPE140</b>	12,9	16,4	140	73	6,9	4,7	112,2	541,2	44,92	88,34	19,25

**Tableau IV.1 :** Caractéristiques du profilé IPE 140.

D'après le Logiciel **ROBOT**, la combinaison la plus défavorable est : **1,35. G + 1,5. W<sub>1</sub>**.

#### ➤ Q : Charge d'entretien

Q = 100 daN : 2 charges ponctuelles de 100 daN au 1/3 et 2/3 de la portée de la panne (sur deux appuis simples).

#### ➤ Action climatique

Neige : S = 39,76 daN/m<sup>2</sup>

Vent : W = - 122,807 daN/m<sup>2</sup>

### B.1 Détermination des sollicitations

- ✓ La pente du versant :  $\alpha = 8,53^\circ \begin{cases} \cos \alpha = 0,988 \\ \sin \alpha = 0,148 \end{cases}$
- ✓ Espacement entre pannes : e = 1,4 m

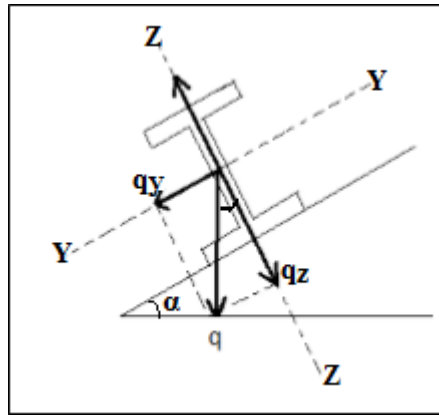


Figure IV.6 : Cas des sollicitations.

➤ **Les charges permanentes**

$$\text{La couverture} \begin{cases} \text{Plan } z - z : 14,2 \times 1,4 \times \cos\alpha = 19,641 \text{ daN/ml} \\ \text{Plan } y - y : 14,2 \times 1,4 \times \sin\alpha = 02,942 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

$$\text{La panne} \begin{cases} \text{Plan } z - z : 12,9 \times \cos\alpha = 12,745 \text{ daN/ml} \\ \text{Plan } y - y : 12,9 \times \sin\alpha = 01,909 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

➤ **La charge d'entretien**

$$\begin{cases} \text{Plan } z - z : 100 \times \cos\alpha = 98,8 \text{ daN} \\ \text{Plan } y - y : 100 \times \sin\alpha = 14,8 \text{ daN} \end{cases}$$

➤ **Les Actions climatiques**

$$\checkmark \text{ La Neige : } \begin{cases} \text{Plan } z - z : 39,76 \times 1,4 \times \cos\alpha = 54,996 \text{ daN/ml} \\ \text{Plan } y - y : 39,76 \times 1,4 \times \sin\alpha = 08,238 \text{ daN/ml} \end{cases}$$

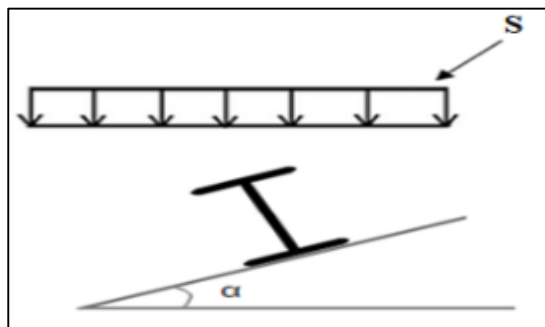


Figure IV.7 : Cas de l'effet de neige.

✓ Le vent : Plan Z – Z :  $-122,807 \times 1,4 = -171,929$  daN/ml

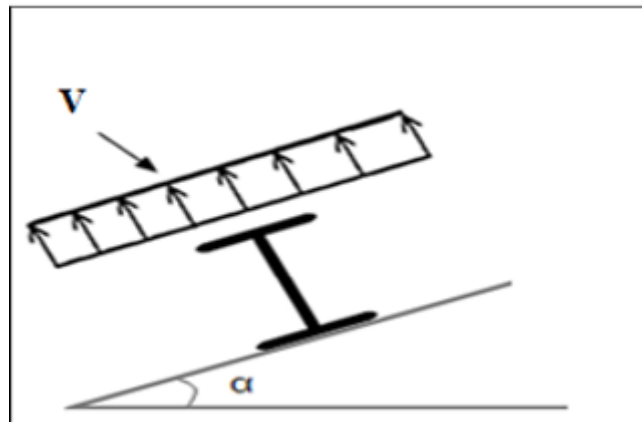


Figure IV.8 : Cas de l'effet de vent.

## B.2 Combinaison des charges

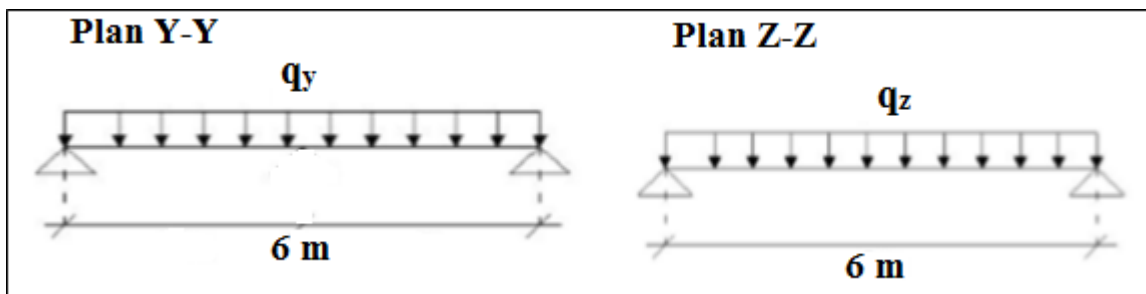


Figure IV.9 : Cas des charges.

**Combinaison 1 :  $q_1 = 1,35. G + 1,5. Q$**

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

$$q_{z1} = 1,35 \times (19,641 + 12,745) = 43,721 \text{ daN/ml}$$

$$q_{z2} = 1,5 \times 98,8 = 148,2 \text{ daN}$$

$$M_{y1,sd} = q_{z1} \times \frac{l^2}{8} = 43,721 \times \frac{6^2}{8} = 196,744 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y2,sd} = q_{z2} \times \frac{l}{3} = 148,2 \times \frac{6}{3} = 296,4 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y,sd} = M_{y1,sd} + M_{y2,sd} = 196,744 + 296,4 = 493,144 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

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

$$q_{y1} = 1,35 \times (2,942 + 1,909) = 06,548 \text{ daN/ml}$$

$$q_{y2} = 1,5 \times 14,8 = 22,2 \text{ daN}$$

$$M_{z1,sd} = q_{y1} \times \frac{l^2}{8} = 6,548 \times \frac{6^2}{8} = 29,466 \text{ daN.m}$$

$$M_{z2,sd} = q_{y2} \times \frac{l}{3} = 22,2 \times \frac{6}{3} = 44,4 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = M_{z1,sd} + M_{z2,sd} = 29,466 + 44,4 = 73,866 \text{ daN.m}$$

**Combinaison 2 :  $q_2 = 1,35. G + 1,5. S$**

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

$$q_z = 1,35 \times (19,641 + 12,745) + 1,5 \times 54,996 = 126,215 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = q_z \times \frac{l^2}{8} = 126,215 \times \frac{6^2}{8} = 567,967 \text{ daN.m}$$

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

$$q_y = 1,35 \times (2,942 + 1,909) + 1,5 \times 8,238 = 18,905 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z,sd} = q_y \times \frac{l^2}{8} = 18,905 \times \frac{6^2}{8} = 85,072 \text{ daN.m}$$

**Combinaison 3 :  $q_3 = 1,35. G + 1,5. W$**

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

$$q_z = 1,35 \times (19,641 + 12,745) + 1,5 \times (-171,929) = -214,172 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = q_z \times \frac{l^2}{8} = -214,172 \times \frac{6^2}{8} = -963,774 \text{ daN.m}$$

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

$$q_y = 1,35 \times (2,942 + 1,909) + 1,5 \times 0 = 06,548 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z,sd} = q_y \times \frac{l^2}{8} = 6,548 \times \frac{6^2}{8} = 29,466 \text{ daN.m}$$

Donc : on prend la combinaison la plus défavorable

Suivant l'axe z-z : ( $q_3 = 1,35. G + 1,5. W$ ).

Suivant l'axe y-y : ( $q_3 = 1,35. G + 1,5. S$ ).

### B.3 Vérification de la résistance des pannes à l'ELU [4]

La vérification se fait par la relation suivante :

$$\left( \frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,Rd}} \right)^\beta \leq 1 \quad [4] \quad (\text{Flexion bi-axiale})$$

Pour les profilés en I :  $\alpha = 2$  ;  $\beta = 1$

$$a = \min (A_w/A ; 0,5) = \min (632,6/1640 ; 0,5) = \min (0,385 ; 0,5) = 0,385$$



$$\text{Avec : } A_w = A - 2.b.t_f = 16,4 \times 10^2 - 2 \times 73 \times 6,9 = 632,6 \text{ mm}^2$$

$$a = 0,385 > \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = 0 \quad (N_{sd} = 0) \Rightarrow M_{Nz, Rd} = M_{pl,z,Rd}$$

$$\rightarrow M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} = (w_{pl,z} \times f_y) / \gamma_{M0} = (19,25 \times 10^3 \times 235) / 1,1 = 411,25 \text{ daN.m}$$

$$M_{Ny, Rd} = M_{pl,y,Rd} \times \left( \frac{1 - \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}}{1 - 0,5.a} \right)$$

$$M_{pl,y,Rd} = (W_{pl,y} \times f_y) / \gamma_{M0} = (88,34 \times 10^3 \times 235) / 1,1 = 1887,263 \text{ daN.m}$$

$$\rightarrow M_{Ny, Rd} = 1887,263 \times \left( \frac{1}{1 - 0,5 \times 0,385} \right) = 2337,167 \text{ daN.m}$$

D'où :

$$\left( \frac{963,774}{2337,167} \right)^2 + \left( \frac{85,072}{411,25} \right) = 0,376 \leq 1$$

**Donc :** les pannes en **IPE 140** vérifient la résistance à l'ELU.

#### B.4 Vérification de l'aptitude de service (ELS) [4]

$$f \leq \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

➤ **Les combinaisons des charges à (ELS)**

$$q_1 = G + Q$$

**l'axe y-y**

$$q_Y = (2,942 + 1,909) + 44,44 \times 0,148 = 11,428 \text{ daN/ml}$$

**l'axe z-z**

$$q_Z = (19,641 + 12,745) + 44,44 \times 0,988 = 76,292 \text{ daN/ml}$$

$$q_2 = G + S$$

**l'axe y-y**

$$q_Y = (2,942 + 1,909) + 8,238 = 13,089 \text{ daN/ml}$$

**l'axe z-z**

$$q_Z = (19,641 + 12,745) + 54,996 = 87,382 \text{ daN/ml}$$

$$q_3 = G + W$$

L'axe y-y

$$q_y = (2,942 + 1,909) + 0 = 04,851 \text{ daN/ml}$$

L'axe z-z

$$q_z = (19,641 + 12,745) + (-171,929) = -139,543 \text{ daN/ml}$$

Donc on prend la combinaison la plus défavorable

Plan z-z :  $q_3 = G + W$ .

Plan y-y :  $q_2 = G + S$

**Plan y-y**

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times l_y^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times (13,089 \times 10^{-2}) \times 600^4}{384 \times (21 \times 10^5) \times 44,92} = 2,34 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

**Donc** : les pannes en **IPE 140** vérifient l'aptitude de service (**ELS**) dans le plan y-y.

**Plan z-z**

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l_z^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times (139,543 \times 10^{-2}) \times 600^4}{384 \times (21 \times 10^5) \times 541,2} = 2,071 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

**Donc** : les pannes en **IPE 140** vérifient l'aptitude de service (**ELS**) dans le plan z-z.

**Conclusion** : le profilé **IPE 140** satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS.

### B.5 Détermination de la classe du profilé IPE 140

- **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \xi \quad \text{avec :} \quad \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad (\text{Annexe C - C.6})$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,872 < 72 \times 1 = 72 \Rightarrow \text{L'âme est de classe 1.}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \cdot \xi \quad \text{avec :} \quad \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad (\text{Annexe C - C.6})$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{t_f} = \frac{73}{6,9} = 5,289 \leq 10 \cdot \xi = 10 \times 1 = 10 \Rightarrow \text{La semelle est de classe 1.}$$

Donc : la section globale du profilé **IPE 140** est de classe 1.

### C. Résistance de la panne au déversement

Le moment résistant de déversement est donné par :

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

Avec :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_A \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad [4]$$

$\beta_A = 1$  (Pour les sections de classe I).

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

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

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

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

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

Avec :

$M_{cr}$  : moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_W}{I_z} + \frac{I^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}} \quad [4]$$

Avec :

- $C_1 = 1,132$  (Annexe C – C.4)

- $L = 600 \text{ cm}$

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

- $I_t$  : moment d'inertie de torsion :  $I_t = 2,45 \text{ cm}^4$ .

- $I_z$  : moment d'inertie de flexion suivant l'axe (z – z) :  $I_z = 44,92 \text{ cm}^4$ .

- $I_W$  : moment d'inertie de gauchissement :  $I_W = 1,98 \times 10^3 \text{ cm}^6$ .

- $E = 210000 \text{ N/mm}^2 = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$

AN :

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{\pi^2 \times (21 \times 10^6) \times 44,92}{600^2} \times \sqrt{\frac{(1,98 \times 10^3)}{44,92} + \frac{600^2 \times (8,08 \times 10^6) \times 2,45}{3,14^2 \times (21 \times 10^6) \times 44,92}}$$

$$\rightarrow M_{cr} = 832508,32 \text{ N.cm}$$

$$\rightarrow M_{cr} = 832,508 \text{ daN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times (88,34 \times 10^{-6}) \times (235 \times 10^5)}{832,508}} = 1,57 > 0,4$$

→ il y a un risque de déversement de la panne.

$$\Phi_{LT} = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (1,57 - 0,2) + 1,57^2) = 1,876$$

Donc :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2})} \leq 1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(1,876 + \sqrt{1,876^2 - 1,57^2})} = 0,34 < 1$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_A \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,34 \times 1 \times (88,34 \times 10^{-6}) \times (235 \times 10^5)}{1,1} = 641,67 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 567,967 \text{ daN.m} < M_{b,Rd} = 641,67 \text{ daN.m}$$

**Donc** : les pannes en **IPE 140** résistent au déversement.

#### D. Résistance de l'âme au voilement par cisaillement

$$\frac{d}{t_w} \leq 69 \cdot \xi \quad [4]$$

$$\text{On a : } \frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,872 < 69 \cdot \xi = 69 \times 1 = 69 \quad \text{avec } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

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

#### E. Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

La stabilité au flambement sera vérifiée si la condition suivante est satisfaite : [4]

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

Avec :

$$A_w : \text{Aire de l'âme} : A_w = t_w \times (h - 2 \cdot t_f) = 4,7 \times (140 - 2 \times 6,9) = 593,14 \text{ mm}^2$$

$$A_{fc} : \text{Aire de la semelle comprimée} : A_{fc} = b \times t_f = 73 \times 6,9 = 503,7 \text{ mm}^2$$

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

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

D'où :

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

$$\text{Donc : } 23,87 < 290,91$$

**Donc :** les pannes en **IPE 140** sont stables au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme.

### ➤ Conclusion

Le profilé **IPE 140** convient comme **panne** pour notre structure.

## F. Calcul de l'échantignolle

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux traverses. Elle est dimensionnée en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement du vent et de l'effort suivant le versant.

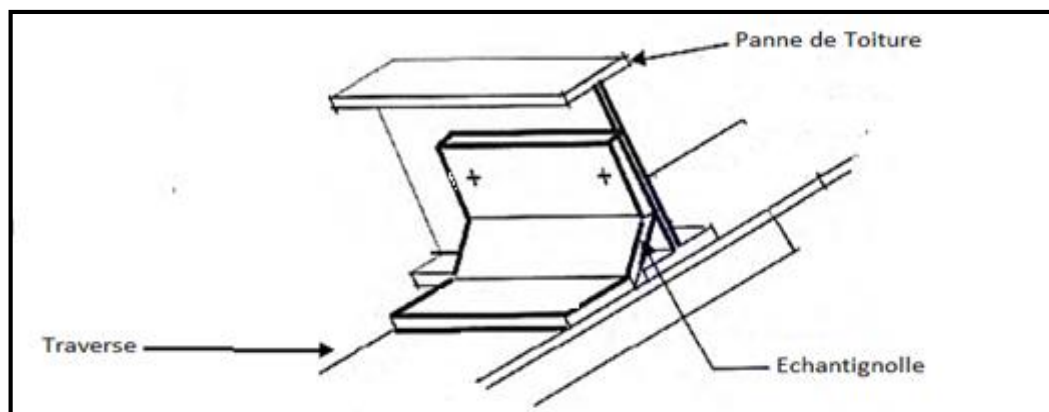


Figure IV.10 : Vue 3D de l'échantignolle.

### F.1 Dimensionnement de l'échantignolle

#### a) L'excentrement " t "

" t " est limité par la condition suivant :

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

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

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

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

### b) Calcul du moment de renversement " $M_r$ "

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

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

$$q_{y,sd} = 1,35 \cdot G \times \sin\alpha = 1,35 \times [12,9 + (14,2 \times 1,4)] \times \sin(8,53) = 6,563 \text{ daN/ml}$$

$$\rightarrow R_y = q_{y,sd} \times \frac{l}{2} = 6,563 \times \frac{6}{2} = 19,689 \text{ daN}$$

$$q_{z,sd} = G \times \cos\alpha + 1,5 \cdot V = [12,9 + (14,2 \times 1,4)] \times \cos(8,53) + 1,5 \times (-122,807)$$

$$q_{z,sd} = -151,793 \text{ daN/ml}$$

$$\rightarrow R_z = q_{z,sd} \times \frac{l}{2} = -151,793 \times \frac{6}{2} = -455,379 \text{ daN}$$

- **Echantignolle de Rive**

$$\begin{cases} R_y = 19,689 \text{ daN} \\ R_z = -455,379 \text{ daN} \end{cases}$$

$$M_r = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2} = 455,379 \times 0,08 + 19,689 \times 0,07 = 37,808 \text{ daN.m}$$

- **Echantignolle intermédiaire**

$$R_y = 2 \times 19,689 = 39,378 \text{ daN}$$

$$R_z = 2 \times -455,379 = 910,758 \text{ daN}$$

$$M_r = R_z \times t + R_y \times \frac{h}{2} = 910,758 \times 0,08 + 39,378 \times 0,07 = 75,617 \text{ daN.m}$$

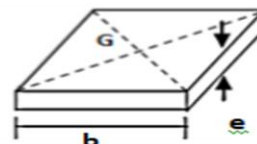
### c) calcul de l'épaisseur de l'échantignolle

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

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

$$M_{sd} = M_r \leq \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$W_{el} \geq \frac{M_R \times \gamma_{M0}}{f_y}$$



$$W_{el} \geq \frac{3780,08 \times 1,1}{2350}$$

$$W_{el} \geq 1,765 \text{ cm}^3$$

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

$$\rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times w_{el}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 1,765}{14}} = 0,87 \text{ cm}$$

Donc : on prend une échantignolle d'épaisseur  $e = 10 \text{ mm}$ .

### IV.2.3 Calcul des lisses de bardage

Les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (**IPE**, **UPE**) ou de profilés minces pliés, disposés horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires, l'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

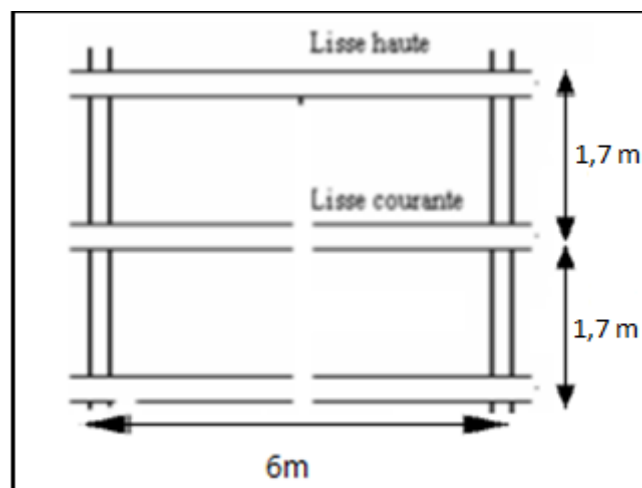


Figure IV.11 : Coupe longitudinale sur les lisses de bardage.

#### IV.2.3.1 Espacement entre les lisses

La structure en charpente à une hauteur des poteaux de **9,00 m** donc, nous ferons un bardage sur toute cette hauteur.

- ✓ Espacement des lisses :  $e = 1,7 \text{ m}$
- ✓ Nombre des lisses :  $n = 6$

**IV.2.3.2 Dimensionnement des lisses**

Après avoir fait plusieurs vérifications par le logiciel **ROBOT**, on a opté pour la section **UPN 180**.

**A. Evaluation des charges et surcharges**

- **Charges permanentes G (perpendiculaire à l'âme)**
  - ✓ Poids du bardage (**LL35**) :  $G_b = 10,9 \text{ daN/m}^2$  (Annexe C – C.7)
  - ✓ Poids de la lisse (proposé) :  $G_l = 22 \text{ daN/ml}$

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>el-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>el-z</sub> cm <sup>3</sup>
<b>UPN180</b>	22	28	180	70	11	08	133	1350	114	150	22,4

**Tableau IV.2 :** Caractéristiques du profilé **UPN 180**.

D'après le Logiciel **ROBOT**, la combinaison la plus défavorable est : **1,35. G + 1,5. W<sub>2</sub>**.

- **Surcharges climatiques (dans le plan de l'âme)**
  - ✓ Pression du vent :  $W = +83,873 \text{ daN/m}^2$

**B. Détermination des sollicitations**

- Flexion suivant l'axe (Y-Y)

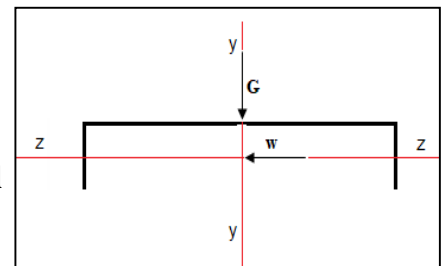
$$q_y = 1,35 \times [G_b \times e + G_l] = 1,35 \times [10,9 \times 1,7 + 22] = 54,715 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z, sd} = q_y \times \frac{l^2}{8} = 54,715 \times \frac{6^2}{8} = 246,217 \text{ daN.m}$$

- Flexion suivant l'axe (Z-Z)

$$q_z = 1,5 \times [w \times e] = 1,5 \times [83,873 \times 1,7] = 213,876 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y, sd} = q_z \times \frac{l^2}{8} = 213,876 \times \frac{6^2}{8} = 962,442 \text{ daN.m}$$



**C. Détermination de la classe du profilé UPN 180 [4]**

- **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72. \xi \quad \text{avec :} \quad \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad (\text{Annexe C – C. 6})$$



$$\frac{d}{tw} = \frac{133}{8} = 16,625 < 72 \times 1 = 72 \Rightarrow \text{L'âme est de classe 1.}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \cdot \xi \quad \text{avec :} \quad \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad (\text{Annexe C - C.6})$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{\frac{70}{2}}{11} = 3,181 \leq 10 \cdot \xi = 10 \times 1 = 10 \Rightarrow \text{La semelle est de classe 1.}$$

**Donc :** la section globale du profilé **UPN 180** est de classe **1**.

#### D. Vérification de la résistance des lisses à l'ELU [4]

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

$$\left( \frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,Rd}} \right)^\alpha + \left( \frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,Rd}} \right)^\beta \leq 1 \quad [4] \quad (\text{Flexion bi-axiale})$$

Pour les profilés en **I** :  $\alpha = 2$  ;  $\beta = 1$

$$a = \min (A_w/A ; 0,5) = \min (1260/2800 ; 0,5) = \min (0,45 ; 0,5) = 0,45$$

$$\text{Avec : } A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 28 \times 10^2 - 2 \times 70 \times 11 = 1260 \text{ mm}^2$$

$$a = 0,45 > \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = 0 \quad (N_{sd} = 0) \Rightarrow M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$

$$\rightarrow M_{Nz,Rd} = M_{pl,z,Rd} = (W_{pl,z} \times f_y) / \gamma_{M0} = (42,9 \times 10^3 \times 235) / 1,1 = 916,5 \text{ daN.m}$$

$$M_{Ny,Rd} = M_{pl,y,Rd} \times \left( \frac{1 - \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}}{1 - 0,5 \cdot a} \right)$$

$$M_{pl,y,Rd} = (W_{pl,y} \times f_y) / \gamma_{M0} = (179 \times 10^3 \times 235) / 1,1 = 3824,091 \text{ daN.m}$$

$$\rightarrow M_{Ny,Rd} = 3824,091 \times \left( \frac{1}{1 - 0,5 \times 0,45} \right) = 4934,311 \text{ daN.m}$$

D'où :

$$\left( \frac{962,442}{4934,311} \right)^2 + \left( \frac{246,217}{916,5} \right) = 0,306 \leq 1$$

**Donc :** les lisses en **UPN 180** vérifient la résistance à l'ELU.

✓ **Résistance de la lisse au déversement**

Le moment résistant de déversement est donné par :

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

Avec :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_A \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad [4]$$

$\beta_A = 1$  (Pour les sections de classe I).

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

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

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

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

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

Avec :

$M_{cr}$  : moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_W}{I_z} + \frac{I^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}} \quad [4]$$

Avec :

- $C_1 = 1,132$  (Annexe C – C.4)

- $L = 600 \text{ cm}$

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

- $I_t$  : moment d'inertie de torsion :  $I_t = 9,55 \text{ cm}^4$ .

- $I_z$  : moment d'inertie de flexion suivant l'axe (z – z) :  $I_z = 114 \text{ cm}^4$ .

- $I_W$  : moment d'inertie de gauchissement :  $I_W = 5,57 \times 10^3 \text{ cm}^6$ .

- $E = 210000 \text{ N/mm}^2 = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$

**AN :**

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{\pi^2 \times (21 \times 10^6) \times 114}{600^2} \times \sqrt{\frac{(5,57 \times 10^3)}{114} + \frac{600^2 \times (8,08 \times 10^6) \times 9,55}{3,14^2 \times (21 \times 10^6) \times 114}}$$

$$\rightarrow M_{cr} = 2598527,144 \text{ N.cm}$$

$$\rightarrow M_{cr} = 2598,527 \text{ daN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times (179 \times 10^{-6}) \times (235 \times 10^5)}{2598,527}} = 1.27 > 0,4$$

→ il y a un risque de déversement de la lisse.

$$\Phi_{LT} = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (1.27 - 0,2)) + 1.27^2 = 1.418$$

Donc :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2})} \leq 1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(1.418 + \sqrt{1.418^2 - 1.27^2})} = 0.48 < 1$$

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

$$M_{b,Rd} = \frac{0.48 \times 1 \times (179 \times 10^{-6}) \times (235 \times 10^5)}{1,1} = 1835,56 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 962,442 \text{ daN.m} < M_{b,Rd} = 1835,56 \text{ daN.m}$$

**Donc :** les lisses en **UPN180** résistent au déversement.

### E. Vérification de la flèche de l'UPN 180 (ELS) [4]

**Plan (y-y)**

$$q_y = G_1 + (G_b \times 1,7) = 22 + (10,9 \times 1,7) = 40,53 \text{ daN/ml}$$

$$f_y = \frac{5 \times q_y \times l_y^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times (40,53 \times 10^{-2}) \times 600^4}{384 \times (21 \times 10^5) \times 114} = 2,856 \text{ cm}$$

$$f_y = 2,856 \text{ cm} < \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

**Donc :** les lisses en **UPN 180** vérifient la flèche dans le plan **y-y**.

**Plan (z-z)**

$$f_z = \frac{5 \times q_z \times l_z^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$q_z = W \times e = 83,873 \times 1,7 = 142,584 \text{ daN/ml}$$

$$f_z = 0,5 \times \frac{5 \times (142,584 \times 10^{-2}) \times 600^4}{384 \times (21 \times 10^5) \times 1350} = 0,424 \text{ cm}$$

$$f_z = 0,424 \text{ cm} < \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

**Donc :** les lisses en **UPN 180** vérifient la flèche dans le plan **z-z**.

➤ **Conclusion**

Le profilé **UPN 180** convient comme **lisse de bardage** pour notre structure.

#### IV.2.4 Calcul des potelets

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

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

Les potelets sont considérés comme articulés en tête et en pied (les deux extrémités).

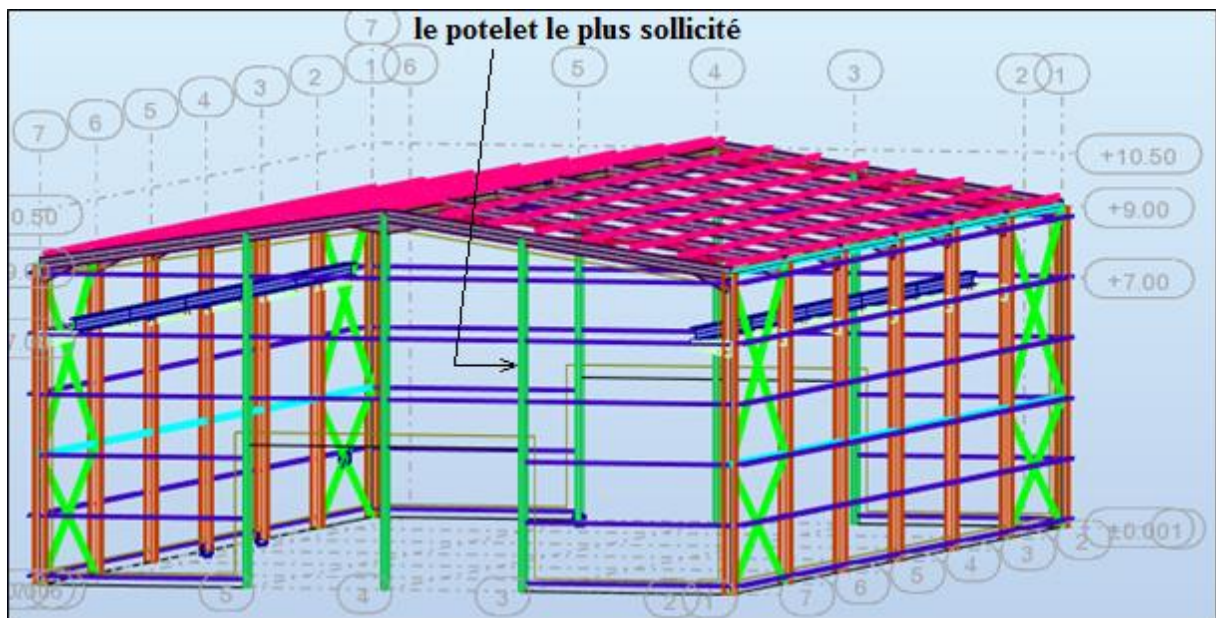


Figure IV.12 : Vue 3D du potelet le plus sollicité.

##### IV.2.4.1 Évaluations des charges et surcharges revenantes au potelet le plus Sollicité

Après avoir fait plusieurs vérifications par le logiciel **ROBOT**, on a opté pour la section

**IPE 330.**

- Charges permanentes **G** (verticale concentrée) :  $G_p = 49,1 \text{ daN/ml}$
- Poids propre de bardage (**LL35**) :  $G_b = 10,9 \text{ daN/m}^2$
- Poids propre de la lisse **UPN 180** :  $G_l = 22,00 \text{ daN/ml}$

Le potelet le plus sollicité supporte 6 lisses dont 3 lisses ont une longueur de 3 m entre axe , et 3 ont une longueur de 5 m entre axe.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>ply</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>plz</sub> cm <sup>3</sup>
<b>IPE330</b>	49,1	62,6	330	160	11,5	7,5	271	11770	788	804	154

Tableau IV.3 : Caractéristiques du profilé IPE 330.

D’après le Logiciel **ROBOT**, la combinaison la plus défavorable est : **1,35. G + 1,5. V<sub>1</sub>**.

Le poids totale G :

$$G_T = (G_p \times l) + (G_l \times e \times n) + (G_b \times S)$$

$$G_T = (49,1 \times 9,9) + 22 \times [(3 \times 3) + (5 \times 3)] + 10,9 \times (9,9 \times 5 - 4 \times 2) = 1466,44 \text{ daN}$$

La charge du vent la plus défavorable appliquée sur le pignon est de : **- 81,03 daN/m<sup>2</sup>** Soit l’action par mètre linéaire est de :  $W = - 81,03 \times 5 = - 405,15 \text{ daN/ml}$

#### IV.2.4.2 Vérification de la section du potelet à la résistance (ELU) [4]

##### A. Détermination de la classe du profilé IPE 330

- Classe de l’âme fléchée

$$\frac{d}{t_w} \leq 72.\xi \quad \text{avec :} \quad \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad (\text{Annexe C - C. 6})$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{271}{7,5} = 36,133 < 72 \times 1 = 72 \Rightarrow \text{L’âme est de classe 1.}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10.\xi \quad \text{avec :} \quad \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad (\text{Annexe C - C. 6})$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{\frac{160}{2}}{11,5} = 6,956 \leq 10.\xi = 10 \times 1 = 10 \Rightarrow \text{La semelle est de classe 1.}$$

Donc : la section globale du profilé **IPE 330** est de classe **1**.

**B. Vérification de la résistance à l'ELU [4]**

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

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

Avec :

$M_{sd}$  : Moment sollicitant :

$$M_{sd} = \frac{q_w \times l^2}{8} = \frac{607,725 \times 9,9^2}{8} = 7445,391 \text{ daN.m}$$

Avec :  $q_w = 1,5$ .  $W = 1,5 \times 405,15 = 607,725 \text{ daN/ml}$

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

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

Avec :

$$M_{ply, Rd} = \frac{W_{ply, Rd} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{804 \times 2350}{1,1} = 17176,363 \text{ daN.m}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{M_{pl, Rd}} = \frac{1979,694}{33434,091} = 0,059$$

$$a = \text{Min} \left( \frac{A_w}{A}; 0,5 \right) = \text{Min} \left( \frac{25,8}{62,6}; 0,5 \right) = \text{Min} (0,412; 0,5) = 0,412$$

Avec :  $A_w = A - 2.b.t_f = 62,6 \times 10^2 - 2 \times 160 \times 11,5 = 2580 \text{ mm}^2$

D'où :

$$M_{N, Rd} = \frac{17176,363 \times (1-0,059)}{(1-0,5 \times 0,412)} = 20356,369 \text{ daN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} = 7445,391 \text{ daN.m} < M_{N, Rd} = 20356,369 \text{ daN.m}$$

**Donc** : les potelets en **IPE 330** vérifient la résistance à l'ELU.

**C. Résistance au flambement [4]**

$$N_{sd} < N_{c, Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$N_{sd}$  : effort sollicitant.

$N_{c, Rd}$  : Résistance au flambement.

$\chi$  : Coefficient de réduction.

$\beta_A = 1$  : pour les sections de classe 1

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement :

$$X_{\min} = \text{Min} (X_y ; X_z)$$

➤ **Flambement par rapport à l'axe (y-y)**

$$X_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

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

$\bar{\lambda}_y$  : élancement réduit suivant l'axe y-y :

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1 \text{ (Section de classe 1)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \times 1 = 93,9 \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{f_y}{235}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \\ \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{990}{13,7} = 72,262 \quad \text{Avec : } l_y : \text{ est la longueur du potelet.} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_y = \left[ \frac{72,262}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 0,769 > 0,2$$

**Courbe de flambement : (Annexe C – C.5)**

$$h/b = 330/160 = 2,0625 > 1,2 \text{ et } t_f = 11,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \rightarrow \text{axe de flambement : Y-Y}$$

$$\rightarrow \text{courbe de flambement : a} \rightarrow \alpha_y = 0,21 \quad [4]$$

D'où :

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,538 - 0,2) + 0,538^2] = 0,68$$

$$X_y = \frac{1}{0,68 + \sqrt{0,68^2 - 0,538^2}} = 0,912 < 1$$

➤ **Flambement par rapport à l'axe (z-z)**

$$X_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

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

$\bar{\lambda}_z$  : élancement réduit suivant l'axe z-z :

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1 \text{ (Section de classe 1)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \times 1 = 93,9 \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{f_y}{235}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \\ \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{170}{3,55} = 47,887 \quad \text{Avec } l_z : \text{ est l'espacement entre les lisses.} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \bar{\lambda}_z = \left[ \frac{47,887}{93,9} \right] \times \sqrt{1} = 0,509 > 0,2$$

**Courbe de flambement : (Annexe C – C.5)**

$h/b = 330/160 = 2,0625 > 1,2$  et  $t_f = 11,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$  → axe de flambement : Z-Z

→ courbe de flambement : b →  $\alpha_z = 0,34$  [4]

D'où :

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,509 - 0,2) + 0,509^2] = 0,682$$

$$X_z = \frac{1}{0,682 + \sqrt{0,682^2 - 0,509^2}} = 0,879 < 1$$

$$\Rightarrow X_{\min} = \text{Min}(0,912; 0,879) = 0,879$$

D'où :

$$N_{c,Rd} = \frac{0,879 \times 1 \times 62,6 \times 2350}{1,1} = 117554,263 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1979,694 \text{ daN} < N_{c,Rd} = 117554,263 \text{ daN}$$

**Donc** : les potelets en **IPE 330** résistent au flambement.

➤ **Conclusion :**

Le profilé **IPE 330** convient comme **potelet** pour notre structure.

### IV.3 Conclusion

A travers ce chapitre, qui présente les caractéristiques et le fonctionnement des éléments secondaires de la structure pour résister aux différentes sollicitations causées par les charges et les surcharges (**G**, **Q**, **S**, **V**). On conclut, d'après les calculs faits, on a choisi les profilés suivants qui assurent le bon fonctionnement et vérifient bien les conditions de résistance à la fois : **Les pannes** en profilé **IPE 140**, les **lisses** en profilé **UPN 180**, et les **potelets** en profilé **IPE 330**.



# CHAPITRE V

## Etude sismique

## V.1 Introduction

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

Les forces d'inertie créées par leur masse, qui s'opposent aux mouvements, permettent aux constructions de résister à ces mouvements entraînant. Ce qui entrain bien entendu des efforts dans la structure.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptible à solliciter notre structure. Pour ce faire, il est nécessaire de faire appel à l'une des trois méthodes de calcul préconisées par le « règlement parasismique Algérien

**RPA 99/V2003(D.T.R-B.C-2.48) [3]**, qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

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

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

## V.2 Principe de la méthode

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

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

## V.3 Classification

### V.3.1 Classification des zones sismiques

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

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



### V.4.5 Périodes $T_1$ , $T_2$ du site (Annexe D – D.6)

$T_1$  et  $T_2$  sont les périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site meuble S3 :  $T_1 = 0,15$  s et  $T_2 = 0,50$  s [3]

### V.4.6 Facteur de qualité $Q$ (Annexe D – D.4)

La valeur de «  $Q$  » est déterminée par la formule suivant :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad [3]$$

Avec :

$P_q$  : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité «  $q$  ».

Les critères de qualité «  $q$  » sont :

- **Condition minimales sur les files de contreventement**

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est  $< 1,5$ .

- **Redondance en plan**

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins **4** files de portiques, ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1,5**.

- **Régularité en plan**

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- L'excentricité ne dépasse pas les **15 %** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La structure a une forme compacte, et le rapport :
 
$$\text{Longueur} / \text{largeur} = 36 / 20 = 1,8 < 4$$
- La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas **25 %**.
- La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à **15%** de celle de ce dernier.

- **Régularité en élévation**

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse **20%**.

- La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas **1,5** fois sa plus petite dimension.

- **Contrôle de la qualité des matériaux**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc non observé ⇒ **P<sub>q</sub> = 0,05**

- **Contrôle de la qualité de l'exécution**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé ⇒ **P<sub>q</sub> = 0,10**

Donc la valeur de facteur de qualité donnée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad [3]$$

Critère q	P <sub>q</sub>	
	Suivant X	Suivant Y
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en elevation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
$\sum_1^5 P_q$	<b>0,15</b>	<b>0,25</b>
$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$	<b>1,15</b>	<b>1,25</b>

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

### V.4.7 Spectre de réponse de calcul

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

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

### V.5 Analyse dynamique de la structure

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti. Cela nous permettra par la suite de calculer les efforts internes et les déplacements maximums lors d'un chargement dynamique quelconque, tel qu'un séisme.

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

### V.6 Modélisation de la structure

La modélisation est l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ceci sera suivi par certaines modifications afin d'approcher le comportement de la structure d'origine au maximum.

On fait appel pour la modélisation de notre structure au logiciel **ROBOT**. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

La halle a été modélisée par un modèle tridimensionnel comme montré sur la figure ci-dessous :

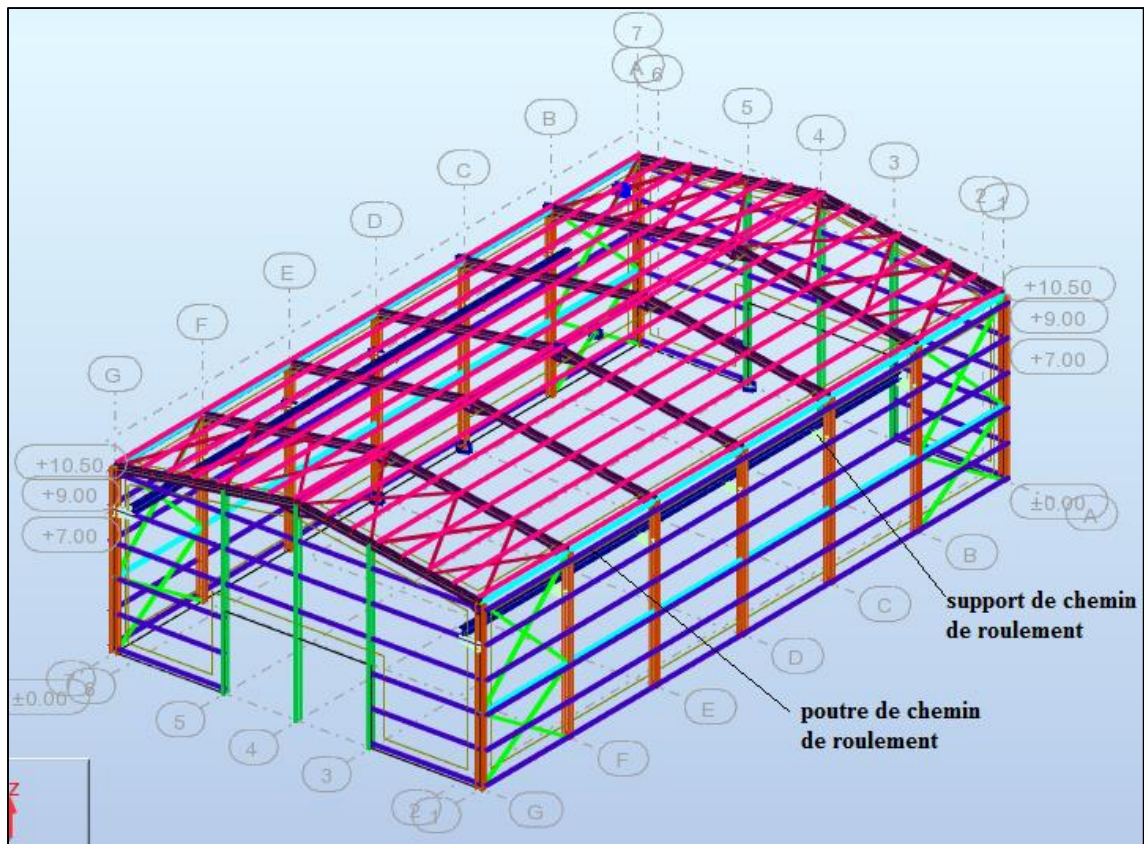


Figure V.1 : Modèle de la structure en 3D.

❖ Etapes de la modélisation de la structure

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

Eléments de la structure	Profilés
Poutre de chemin de roulement	HEB 360
Support de chemin de roulement	HEB 220
Pannes	IPE 140
Lisses	UPN 180
Potelets	IPE 330
Traverses	IPE 360
Poteaux	HEA 360
Contreventements	L 90×90×10
Stabilités en X	2L 90×90×6
Sablères	HEA 140

Tableau V.2 : Les éléments métalliques constituant la structure.

- ✓ Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies.
- ✓ Définition des charges à appliquées.
- ✓ Introduction du spectre de réponse.
- ✓ Définition des combinaisons de charges.
- ✓ Définition des conditions aux limites.
- ✓ Lancer l'analyse.

### ❖ Remarque

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

## V.7 Analyse modale

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

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

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone sismique **I** (commune de Maghnia – wilaya de Tlemcen).
- Groupe d'usage **2** (ouvrages d'importance moyenne).
- Pourcentage d'amortissement ( $\xi = 4\%$ ).
- Coefficient de comportement ( $R = 4$ ).
- Facteur de qualité suivant **X** ( $Q_x = 1,15$ ).
- Facteur de qualité suivant **Y** ( $Q_y = 1,25$ ).
- Site meuble (**catégorie S3**).

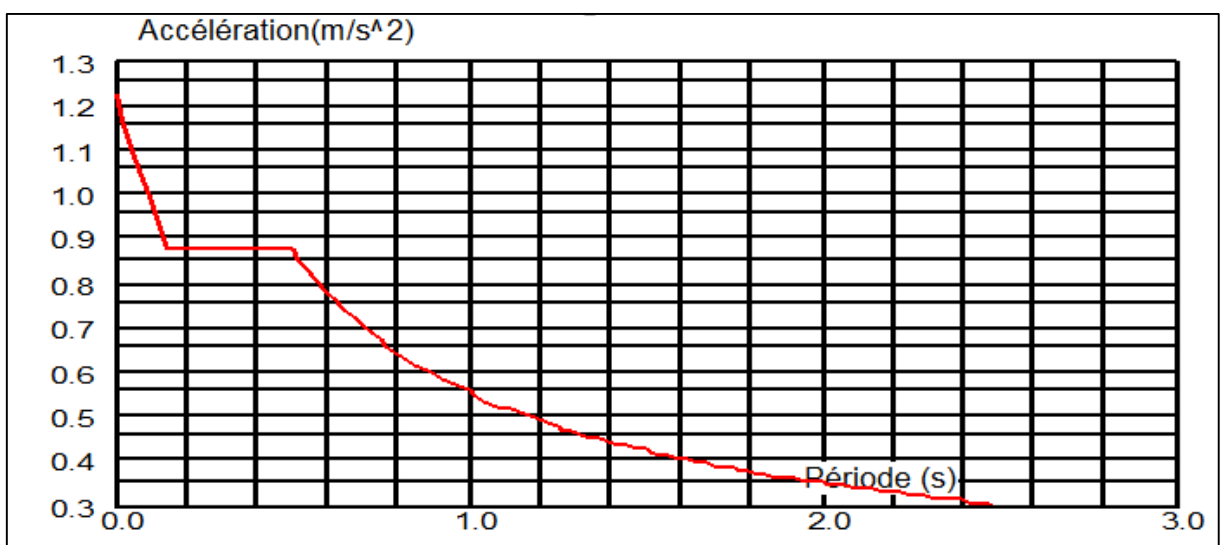


Figure V.2 : Spectre de réponse suivant X.



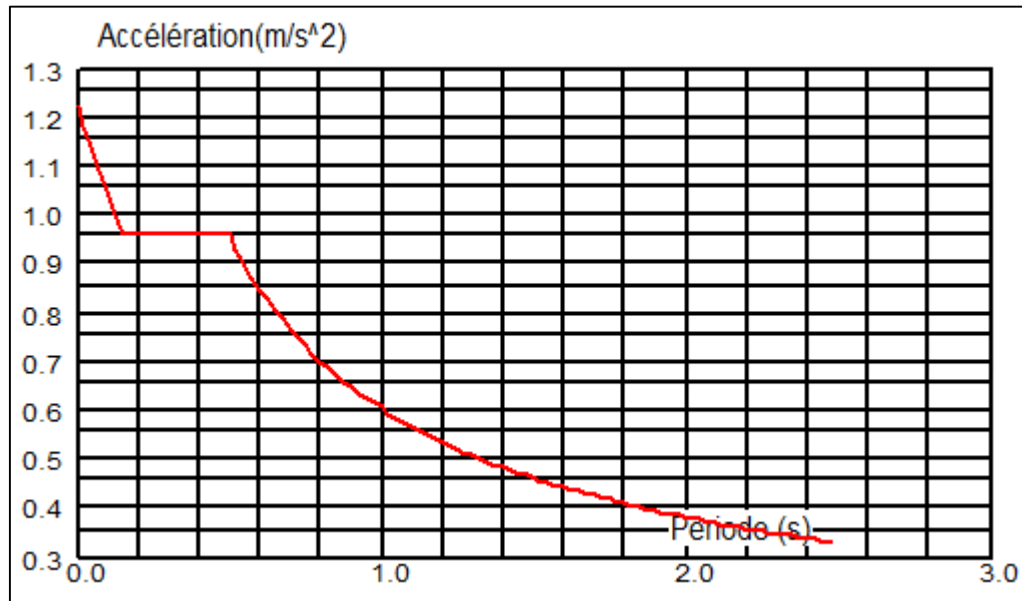


Figure V.3 : Spectre de réponse suivant Y.

## V.8 Vérification de la structure

### V.8.1 Vérification de la période fondamentale de la structure [3],

La valeur de  $T$ , calculée par le logiciel **ROBOT** ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le **RPA99/V2003** de plus de **30%**.

Les périodes propres de vibration des **3** premiers modes sont présentés dans le tableau suivant :

Mode	Période ( sec )
1	0,34
2	0,30
3	0,23

Tableau V.3 : Période propre de la structure (résultat obtenue à partir du logiciel **ROBOT**).

La période fondamentale obtenu par le logiciel **ROBOT** :  $T = 0,34$  s

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4} \quad [3]$$

Avec :

- $C_T$ : Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du type de remplissage (**Annexe D – D.5**). Pour des portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie.

$$\Rightarrow C_T = 0,085 \quad [3]$$

- $h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :  $h_N = 10,5 \text{ m}$

D'où :

$$T = 0,085 \times 10,5^{3/4} = 0,49 \text{ s}$$

Donc :

$$T_{\text{fondamental}} = \mathbf{0,34 \text{ s}} < 130\% \cdot T_{\text{empirique}} = 1,3 \times 0,49 = \mathbf{0,637 \text{ s}}$$

- **Conclusion** : La vérification de la période fondamentale de la structure par rapport à la période empirique donnée par le « **RPA 99 version 2003** » est assurée.

### V.8.2 Vérification de l'effort tranchant à la base [3],

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée :  $V_t > 0,8 \cdot V$  [3]

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

- Effort sismique dans le sens (X) :  $V_t = 14,28 \text{ KN}$
- Effort sismique dans le sens (Y) :  $V_t = 13,97 \text{ KN}$

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

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

Avec :

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone ( $A = \mathbf{0,10}$ ).
- $D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen :

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

$$\Rightarrow 0 < T = 0,34 \text{ s} < T_2 = 0,50 \text{ s}, \text{ donc : } D = 2,5 \cdot \eta = 2,5 \times 1,08 = \mathbf{2,7}$$

- $Q_x$  : Facteur de qualité suivant X ( $Q_x = \mathbf{1,15}$ ).
- $Q_y$  : Facteur de qualité suivant Y ( $Q_y = \mathbf{1,25}$ ).

- R : Coefficient de comportement (**R = 4**).
- W : Poids total de la structure calculée par logiciel **ROBOT** (**W = 18886,76 daN**).

Donc :

$$V_x = \frac{0,10 \times 2,7 \times 1,15}{4} \times 18886,76 = 1466,08 \text{ daN}$$

$$V_y = \frac{0,10 \times 2,7 \times 1,25}{4} \times 18886,76 = 1593,57 \text{ daN}$$

	<b>V<sub>t</sub> (dynamique)</b> <b>(kN)</b>	<b>V (statique)</b> <b>(kN)</b>	<b>80%.V(Statique)</b> <b>(kN)</b>	<b>Condition :</b> <b>V<sub>t</sub> &gt; 80% .V</b>
<b>V<sub>x</sub></b>	14,28	14,66	11,728	<b>Vérifiée</b>
<b>V<sub>y</sub></b>	13,97	15,93	12,744	<b>Vérifiée</b>

**Tableau V.4 :** Résultante des forces sismiques à la base.

➤ **Conclusion :** Notre structure vérifie l'effort tranchant à la base.

### V.8.3 Vérification des déplacements [3],

Le **RPA99/V2003** précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seul dans l'article **4.4.3**, il préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à **1%** de la hauteur d'étage (**δ<sub>k</sub> < 1%. h<sub>k</sub>**) suivant l'article **5.10**.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad [3]$$

- R : Coefficient de comportement.
- δ<sub>ek</sub> : Déplacement dû aux forces sismiques (d'après le logiciel **ROBOT**).

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Au niveau de la toiture	<b>δ<sub>ek</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>R</b>	<b>δ<sub>k</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>1%. h<sub>k</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>Condition :</b> <b>δ<sub>k</sub> &lt; 1%.h<sub>k</sub></b>
<b>Déplacement résultant</b> <b>suivant X</b>	1,4	4	5,6	10,5	<b>Vérifiée</b>
<b>Déplacement résultant</b> <b>suivant Y</b>	0,2	4	0,8	10,5	<b>Vérifiée</b>

**Tableau V.5 :** Déplacements relatifs.

➤ **Conclusion :** Notre structure vérifie le déplacement.

## V.9 Conclusion

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

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

Après l'analyse dynamique de la structure on peut dire que les effets du vent sur la structure suivant toutes les directions sont les plus défavorables par rapport aux efforts tranchants à la base de la structure dûs au séisme.

# CHAPITRE VI

Vérification

des éléments

structuraux

## VI.1 Introduction

Ce chapitre consiste à dimensionner et vérifier les différents éléments de la structure principale tels que les poteaux, les traverses, les contreventements, les stabilités et les sablières sur la base des exigences du règlement en vigueur [CCM 97]. [4]

## VI.2 Vérification des traverses

Après avoir fait plusieurs vérifications par le logiciel **ROBOT**, on a opté pour la section **IPE 360**.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> Mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl,z</sub> cm <sup>3</sup>
<b>IPE360</b>	<b>57,1</b>	<b>72,7</b>	<b>360</b>	<b>170</b>	<b>12,7</b>	<b>08</b>	<b>298,6</b>	<b>16270</b>	<b>1043</b>	<b>1019</b>	<b>191</b>

**Tableau VI.1 : Caractéristiques du profilé IPE 360.**

D'après le Logiciel Autodesk **ROBOT**, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est : **1,35. G + 1,5. V<sub>3</sub>** :

- $N_{sd} = 2102,63 \text{ daN}$
- $V_{sd,Max} = 2136,49 \text{ daN}$
- $M_{sd} \rightarrow \begin{cases} M_{sd,Min} = 2450,62 \text{ daN.m} \\ M_{sd,Max} = -13609 \text{ daN.m} \end{cases}$

### VI.2.1 Détermination de la classe de la section transversale du profilé

#### IPE 360 [4]

- **Classe de l'âme fléchie et comprimée**

Dans ce cas :  $\alpha = 0,43 < 0,5$  (Annexe E – E. 1)

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36 \cdot \xi}{\alpha} \quad \text{avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad (\text{Annexe E – E. 5})$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{298,6}{8} = 37,325 < \frac{36 \cdot \xi}{\alpha} = \frac{36 \times 1}{0,43} = \frac{36}{0,43} = 83,721 \rightarrow \text{L'âme est de classe 1.}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \cdot \xi \quad \text{avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad (\text{Annexe E – E. 5})$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{t_f} = \frac{170}{12,7} = 6,692 \leq 10 \times 1 = 10 \rightarrow \text{La semelle est de classe 1.}$$

**Donc :** la section globale du profilé **IPE 360** est de classe **1**.

- **Incidence de l'effort axial**

$$N_{sd} \leq \text{Min} \left[ 0,25 \cdot N_{pl,rd} ; 0,5 \times \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right]$$

$N_{sd}$  : effort normal sollicitant :

- $N_{sd} = 2102,63 \text{ daN}$

$N_{pl,rd}$  : effort normal plastique résistant :

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72,7 \times 2350}{1,1} = 155313,636 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow 0,25 \times N_{pl,rd} = 0,25 \times 155313,636 = 38828,409 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 72,7 \times 10^2 - 2 \times 170 \times 12,7 = 2952 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 0,5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,5 \times \frac{29,52 \times 2350}{1,1} = 31532,727 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2102,63 \text{ daN} \leq \text{Min} (38828,409; 31532,727) = 31532,727 \text{ daN}$$

→ condition vérifiée.

Donc : L'indice de l'effort axial sur le moment fléchissant est négligé.

## VI.2.2 Vérification au cisaillement [4]

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} V_{sd} \leq V_{pl,Rd} \\ V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl,Rd} \end{cases} \quad [4]$$

$$\text{Avec : } V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{Avec : } A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \cdot r) \times t_f$$

$$\rightarrow A_v = 72,7 \times 10^2 - 2 \times 170 \times 12,7 + (8 + 2 \times 18) \times 12,7 = 3510,8 \text{ mm}^2$$

$$V_{Pl,Rd} = 0,58 \times \frac{35,108 \times 2350}{1,1} = 43502,003 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2136,49 \text{ daN} < V_{Pl,Rd} = 43502,003 \text{ daN}$$

**Donc :** les traverses en **IPE 360** résistent au cisaillement.

$$V_{sd} = 2136,49 \text{ daN} < 0,5 \times V_{Pl,Rd} = 0,5 \times 43502,003 = 21751,002 \text{ daN}$$

**Donc :** l'effet de l'effort tranchant sur le moment résistant peut-être négligée.

⇒ **Alors :** la vérification se fait à la flexion composée.

### VI.2.3 Vérification de la résistance à la flexion composée [4]

- **Vérification au déversement**

Comme il y a la flexion composée sur les traverses, il y a donc un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si :  $\overline{\lambda}_{LT} \geq 0,4$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\beta_w = 1 \text{ (Section transversale de classe 1)}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \xi = 93,9 \times 1 = 93,9 \quad \text{avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Puisque les traverses sont encastées aux extrémités, les facteurs de longueur effective **K** et **K<sub>w</sub>** sont pris égale à **0,5** et donc la formule de  $\lambda_{LT}$  est de forme : [4]

$$\lambda_{LT} = \frac{K \times L \times \left( \frac{W_{pl,y}^2}{I_w \times I_z} \right)^{0,25}}{\sqrt{C_1} \times \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{(K \times L)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}}$$

$C_1 = 2,609$  (selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K)

**(Annexe E – E. 2)**

L : la longueur de la traverse (L = 10,11 m).

$$\lambda_{LT} = \frac{0,5 \times 1011 \times \left( \frac{1019^2}{(314 \times 10^3) \times 1043} \right)^{0,25}}{\sqrt{2,609} \times \left[ \left( \frac{0,5}{0,5} \right)^2 + \frac{(0,5 \times 1011)^2 \times (8,08 \times 10^6) \times 37,3}{3,14^2 \times (21 \times 10^6) \times (314 \times 10^3)} \right]^{0,25}}$$

$$\rightarrow \lambda_{LT} = 61,106$$



$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{61,106}{93,9} = 0,651 > 0,4$$

Donc : il y a un risque de déversement.

Donc : la vérification de notre traverse en **IPE 360** va être faite par la formule suivante

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{\frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad [4]$$

**Calcul de  $\chi_z$**

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{l_{fz}/i_z}{\lambda_1} = \frac{(0,5 \times 1011)/3,79}{93,9} = 1,42 \quad \text{Avec : } l_{fz} = 0,5.L \text{ (encastéré – encastéré)}$$

Donc le flambement sera considéré juste dans le sens (z-z) :

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

Avec :  $\alpha$  : le facteur d'imperfection

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{360}{170} = 2,117 > 1,2 \\ t_f = 12,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \quad \rightarrow \text{Axe z – z} \rightarrow \text{Courbe b} \rightarrow \alpha = 0,34$$

**(Annexe E – E. 3)**

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (1,42 - 0,2) + 1,42^2] = 1,715$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,715 + [1,715^2 - 1,42^2]^{0,5}} = 0,253 < 1$$

**Calcul de  $k_{LT}$**

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

Avec :

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

$$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7 \times \psi_z = 1,8 - 0,7 \times (-0,18) = 1,926 \quad \text{(Annexe E – E. 4)}$$

$$\psi_z = \frac{M_{Min}}{M_{Max}} = \frac{2450,62}{-13609} = -0,18$$

$$\rightarrow \mu_{LT} = 0,15 \times 1,42 \times 1,926 - 0,15 = 0,26 < 0,9$$

Alors :

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,26 \times 2102,63}{0,253 \times 72,7 \times 2350} = 0,987 < 1$$

**Calcul de  $\chi_{LT}$**

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

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

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

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,651 - 0,2) + 0,651^2] = 0,759$$

Alors :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,759 + [0,759^2 - 0,651^2]^{0,5}} = 0,87 < 1$$

Donc :

$$\frac{2102,63}{0,253 \times \frac{72,7 \times 2350}{1,1}} + \frac{0,987 \times 13609}{0,87 \times \frac{1019 \times 2350}{1,1}} = 0,06 < 1$$

**Donc** : les traverses en **IPE 360** vérifient la résistance à la flexion composée.

#### VI.2.4 Vérification de la flèche (ELS) [4]

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

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel **ROBOT** :  $\delta = 1,8$  cm

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{1011}{200} = 5,055 \text{ cm}$$

Avec : L : la longueur de la traverse (L = 10,11 m).

Alors :  $\delta = 1,8$  cm  $\leq$   $\delta_{\max} = 5,055$  cm

**Donc** : les traverses en **IPE 360** vérifient la flèche (ELS).

#### ➤ Conclusion :

Le profilé **IPE 360** répond à toutes les conditions de **CCM97** concernant la vérification de résistance et de la flèche.

### VI.3 Vérification des poteaux

Après avoir fait plusieurs vérifications par le logiciel **ROBOT**, on a opté pour la section

HEA 360.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl,z</sub> cm <sup>3</sup>
HEA 360	112	142,8	350	300	17,5	10	261	33090	7887	2088	802,3

Tableau VI.2 : Caractéristiques du profilé HEA 360.

D'après le Logiciel Autodesk **ROBOT**, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est : **1,35. G + 1,5. PRE** (PRE : le cas où se trouve le chariot dans l'extrémité du pont roulant).

- $N_{sd} = 8423,14$  daN
- $V_{sd,Max} = 9073,13$  daN
- $M_{sd} \rightarrow \begin{cases} M_{sd,Min} = 31300 \text{ daN.m} \\ M_{sd,Max} = -46000 \text{ daN.m} \end{cases}$

**VI.3.1 Détermination de la classe de la section transversale du profilé**

**HEA 360 [4]**

- **Classe de l'âme fléchie et comprimée**

Dans ce cas :  $\alpha = 0,44 < 0,5$  (Annexe E – E. 1)

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36 \cdot \xi}{\alpha} \quad \text{avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad (\text{Annexe E – E. 5})$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{196}{8} = 24,5 < \frac{36 \cdot \xi}{\alpha} = \frac{36 \times 1}{0,44} = \frac{36}{0,44} = 81,818 \rightarrow \text{L'âme est de classe 1.}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} \leq 11 \cdot \xi \quad \text{avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad (\text{Annexe E – E. 5})$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{\frac{300}{2}}{17,5} = 08,571 < 11 \times 1 = 11 \rightarrow \text{La semelle est de classe 2.}$$

**Donc :** la section globale du profilé **HEA 360** est de classe **2**.

- **Incidence de l'effort axial**

$$N_{sd} \leq \text{Min} \left[ 0,25 \cdot N_{pl,rd} ; 0,5 \times \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right]$$

$N_{sd}$  : effort normal sollicitant :

- $N_{sd} = 8423,14 \text{ daN}$

$N_{pl,rd}$  : effort normal plastique résistant :

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{142,8 \times 2350}{1,1} = 305072,727 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow 0,25 \times N_{pl,rd} = 0,25 \times 305072,727 = 76268,181 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 142,8 \times 10^2 - 2 \times 300 \times 17,5 = 3780 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow 0,5 \times \frac{A_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = 0,5 \times \frac{37,80 \times 2350}{1,1} = 40377,272 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 8423,14 \text{ daN} \leq \text{Min} (76268,181; 40377,272) = 40377,272 \text{ daN}$$

→ condition vérifiée.

Donc : L'indice de l'effort axial sur le moment fléchissant est négligé.

### VI.3.2 Vérification au cisaillement [4]

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} V_{sd} \leq V_{Pl,Rd} \\ V_{sd} \leq 0,5 \times V_{Pl,Rd} \end{cases} \quad [4]$$

$$\text{Avec : } V_{Pl,Rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\text{Avec : } A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \cdot r) \times t_f$$

$$\rightarrow A_v = 142,8 \times 10^2 - 2 \times 300 \times 17,5 + (10 + 2 \times 27) \times 17,5 = 4900 \text{ mm}^2$$

$$V_{Pl,Rd} = 0,58 \times \frac{49 \times 2350}{1,1} = 60715,454 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 9073,13 \text{ daN} < V_{Pl,Rd} = 60715,454 \text{ daN}$$

**Donc** : les poteaux en **HEB 360** résistent au cisaillement.

$$V_{sd} = 9073,13 \text{ daN} < 0,5 \times V_{Pl,Rd} = 0,5 \times 60715,454 = 30357,727 \text{ daN}$$

**Donc** : l'effet de l'effort tranchant sur le moment résistant peut-être négligée.

⇒ **Alors** : la vérification se fait à la flexion composée.

### VI.3.3 Vérification de la résistance à la flexion composée

#### ➤ Vérification au déversement

Comme il y a la flexion composée sur les traverses, il y a donc un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si  $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0,4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

$\beta_w = 1$  (Section transversale de classe 2)

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \xi \quad \text{avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Puisque les poteaux sont encastres aux extrémités, les facteurs de longueur effective **K** et **K<sub>w</sub>** sont pris égale à **0,5** et donc la formule de  $\lambda_{LT}$  est de forme :

$$\lambda_{LT} = \frac{K \times L \times \left( \frac{W_{pl,y}^2}{I_w \times I_z} \right)^{0,25}}{\sqrt{C_1} \times \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{(K \times L)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}} \quad [4]$$

$C_1 = 3,348$  (selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective **K**).

(Annexe E – E. 2)

L : longueur du poteau (L = 9 m)

$$\lambda_{LT} = \frac{0,5 \times 900 \times \left( \frac{2088^2}{(2177 \times 10^3) \times 7887} \right)^{0,25}}{\sqrt{3,348} \times \left[ \left( \frac{0,5}{0,5} \right)^2 + \frac{(0,5 \times 900)^2 \times (8,08 \times 10^6) \times 148,8}{3,14^2 \times (21 \times 10^6) \times (2177 \times 10^3)} \right]^{0,25}}$$

$$\rightarrow \lambda_{LT} = 27,872$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{27,872}{93,9} = 0,296 < 0,4$$

Donc : il n'y a pas un risque de déversement.

Donc : la vérification de notre poteau en **HEA 360** va être fait par la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{\frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad [4]$$

Calcul du coefficient de réduction minimal :  $\chi_{min} = \text{Min} (\chi_y ; \chi_z)$

Calcul de  $\chi_y$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{l_{fy}/i_y}{\lambda_1} = \frac{(0,5 \times 900)/15,22}{93,9} = 0,314 \quad \text{Avec : } l_{fy} = 0,5 \cdot L \text{ (encasté – encasté)}$$

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

Avec :  $\alpha$  : le facteur d'imperfection .

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{350}{300} = 1,166 < 1,2 \\ t_f = 17,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow \text{Axe } y - y \rightarrow \text{Courbe } b \rightarrow \alpha = 0,34 \quad (\text{Annexe E - E. 3})$$

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,314 - 0,2) + 0,314^2] = 0,568$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,568 + [0,568^2 - 0,314^2]^{0,5}} = 0,96 < 1$$

**Calcul de  $k_y$**

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

Avec :

$$\chi_y = 0,960$$

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

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \times \psi_y = 1,8 - 0,7 \times (-0,68) = 2,276 \quad (\text{Annexe E - E. 4})$$

$$\psi_y = \frac{M_{Min}}{M_{Max}} = \frac{31300}{-46000} = -0,68$$

$$\rightarrow \mu_y = 0,314 \times (2 \times 2,276 - 4) + \frac{2088 - 1891}{1891} = 0,277 < 0,9$$

Alors :

$$k_y = 1 - \frac{0,277 \times 8423,14}{0,96 \times 142,8 \times 2350} = 0,992 < 1,5$$

**Calcul de  $\chi_z$**

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{l_{fz}/i_z}{\lambda_1} = \frac{(0,5 \times 900)/7,43}{93,9} = 0,649 \quad \text{Avec : } l_{fz} = 0,5 \cdot L \text{ (encasté - encasté)}$$

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

Avec :  $\alpha$  : le facteur d'imperfection .

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{350}{300} = 1,166 < 1,2 \\ t_f = 17,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow \text{Axe } z - z \rightarrow \text{Courbe } c \rightarrow \alpha = 0,49 \quad (\text{Annexe E - E. 3})$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,649 - 0,2) + 0,649^2] = 0,821$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,821 + [0,821^2 - 0,649^2]^{0,5}} = 0,755 < 1$$

Calcul de  $k_z$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

Avec :

$$\chi_z = 0,755$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2 \cdot \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}}$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7 \times \psi_z = 1,8 - 0,7 \times (-0,68) = 2,276 \quad (\text{Annexe E - E. 4})$$

$$\text{Avec : } \psi_z = \frac{M_{Min}}{M_{Max}} = \frac{31300}{-46000} = -0,68$$

$$\rightarrow \mu_z = 0,649 \times (2 \times 2,276 - 4) + \frac{802,3 - 525,8}{525,8} = 0,884 < 0,9$$

Alors :

$$k_z = 1 - \frac{0,884 \times 8423,14}{0,755 \times 142,8 \times 2350} = 0,97 < 1,5$$

$$\Rightarrow \chi_{min} = \text{Min}(\chi_y ; \chi_z) = \text{Min}(0,960 ; 0,755) = 0,755$$

Donc :

$$\frac{8423,14}{0,755 \times \frac{142,8 \times 2350}{1,1}} + \frac{0,992 \times 46000}{\frac{2088 \times 2350}{1,1}} + \frac{0,97 \times 31300}{\frac{802,3 \times 2350}{1,1}} = 0,064 < 1$$

**Donc** : les poteaux en **HEA 360** vérifient la résistance à la flexion composée.

### VI.3.4 Vérification du déplacement (ELS) [4]

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

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel **ROBOT** :  $\delta = 1,9$  cm

$$\delta_{max} = \frac{L}{125} = \frac{900}{125} = 7,2 \text{ cm}$$

Avec : L : la longueur du poteau (L = 9 m).

Alors :  $\delta = 1,9 \text{ cm} \leq \delta_{max} = 7,2 \text{ cm}$

**Donc** : les poteaux en **HEA 360** vérifient le déplacement (ELS).

➤ **Conclusion** :

Le profilé **HEA 360** répond à toutes les conditions des règles de **CCM97** concernant la vérification de résistance et de déplacement.

### VI.4 Vérification des contreventements

Après avoir fait plusieurs vérifications par le logiciel **ROBOT**, on a opté pour la section en cornières **L 90×90×10** , avec :  $L = \text{Max} (6,69 ; 6,76 ; 7,24) = 7,24 \text{ m}$ .

Profilé	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	G	A	h	b	t	r <sub>1</sub>	I <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	i <sub>y</sub>	i <sub>z</sub>
	Kg/m	cm <sup>2</sup>	mm	mm	mm	mm	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm
<b>L90×90×10</b>	<b>13,4</b>	<b>17,1</b>	<b>90</b>	<b>90</b>	<b>10</b>	<b>11</b>	<b>126,9</b>	<b>126,9</b>	<b>2,72</b>	<b>2,72</b>

**Tableau VI.3 : Caractéristiques de la cornière L 90×90×10.**

Puisque c'est un contreventement en **X**, on met un assemblage au milieu donc le calcul sera fait avec la prise en compte de :  $l = L/2 = 7,24/2 = 3,62 \text{ m}$ .

D'après le Logiciel Autodesk **ROBOT**, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est : **1,35. G + 1,5. V<sub>1</sub>** :

$$N_{sd} = 1121,39 \text{ daN (traction)}$$

#### VI.4.1 Vérification à la traction [4]

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min [ N_{Pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd} ] \quad [4]$$

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{17,1 \times 2350}{1,1} = 36531,818 \text{ daN} \\ N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 16,3 \times 3600}{1,25} = 42249,6 \text{ daN} \\ N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{16,3 \times 2350}{1,1} = 34822,727 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow N_{t,Rd} = 34822,727 \text{ daN}$$

Avec :  $A_{net} = A - d \times t = 17,5 \times 10^2 - 12 \times 10 = 1630 \text{ mm}^2$  (**boulons Ø12**)

$$\rightarrow N_{sd} = 1121,39 \text{ daN} < N_{t,Rd} = 34822,727 \text{ daN}$$

**Donc** : les contreventements en cornière **L 90×90×10** vérifient la traction.

➤ **Conclusion :**



Le profilé en cornière **L 90×90×10** répond à toutes les conditions des règles de **CCM97** concernant la vérification de résistance.

## VI.5 Vérification des stabilités

### VI.5.1 Stabilités en X

Après avoir fait plusieurs vérifications par le logiciel **ROBOT**, on a opté pour la section en cornières **L 90×90×6**.

Profilé	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	G kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t mm	r <sub>1</sub> mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>L90×90×6</b>	<b>8,28</b>	<b>10,5</b>	<b>90</b>	<b>90</b>	<b>06</b>	<b>10</b>	<b>80,72</b>	<b>80,72</b>	<b>2,77</b>	<b>2,77</b>

**Tableau VI.4 :** Caractéristiques de la cornière **L 90×90×6**.

D'après le Logiciel Autodesk **ROBOT**, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est : **1,35. G + 1,5. V<sub>1</sub>** :

$$N_{sd} = 2297,79 \text{ daN ( traction )}$$

$$l = L/2 = 8,04/2 = 4,02 \text{ m.}$$

#### VI 5.1.1 Vérification à la traction

$$N_{sd} \leq N_{t,Rd} = \min [ N_{Pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd} ] \quad [4]$$

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = 2 \times \frac{10,5 \times 2350}{1,1} = 44863,636 \text{ daN} \\ N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = 2 \times \frac{0,9 \times 9,78 \times 3600}{1,25} = 50699,52 \text{ daN} \\ N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = 2 \times \frac{9,78 \times 2350}{1,1} = 41787,272 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow N_{t,Rd} = 41787,272 \text{ daN}$$

$$\text{Avec : } A_{net} = A - d \times t = 10,5 \times 10^2 - 12 \times 6 = 978 \text{ mm}^2 \text{ (boulons } \varnothing 12)$$

$$\rightarrow N_{sd} = 2297,79 \text{ daN} < N_{t,Rd} = 41787,272 \text{ daN}$$

**Donc :** les stabilités en cornière **L 90×90×6** vérifient la traction.

➤ **Conclusion :**

Le profilé en double cornière **L 90×90×06** répond à toutes les conditions des règles de **CCM97** concernant à la vérification de résistance.

### VI.6 Vérification des sablières

Après avoir fait plusieurs vérifications par le logiciel **ROBOT**, on a opté pour la section **HEA 140**.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	G Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl,y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl,z</sub> cm <sup>3</sup>
<b>HEA140</b>	<b>24,7</b>	<b>31,4</b>	<b>133</b>	<b>140</b>	<b>8,5</b>	<b>5,5</b>	<b>92</b>	<b>1033</b>	<b>389,3</b>	<b>173,5</b>	<b>84,85</b>

**Tableau VI.5 : Caractéristiques du profilé HEA 140.**

D'après le Logiciel Autodesk **ROBOT**, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est : **1,35. G + 1,5. V<sub>2</sub>** :

$$M_{sd,Max} = 962 \text{ daN.m}$$

#### VI.6.1 Détermination de la classe de la section transversale du profilé HEA 140

- **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72. \xi \quad \text{avec :} \quad \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad (\text{Annexe E – E. 5})$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{92}{5,5} = 16,727 < 72 \times 1 = 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe 1.}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10. \xi \quad \text{avec :} \quad \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \quad (\text{Annexe E – E. 5})$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{140}{8,5} = 8,235 < 10 \times 1 = 10 \rightarrow \text{La semelle est de classe 1.}$$

Donc : la section globale du profilé **HEA 140** est de classe **1**.

### VI.6.2 Vérification de la résistance à la flexion simple

On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{c,Rd}$  [4]

Avec :

$$M_{c,Rd} = \frac{w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{173,5 \times 2350}{1,1} = 370659,0909 \text{ daN.cm} = 3706,591 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 962 \text{ daN.m} < M_{c,Rd} = 3706,591 \text{ daN.m}$$

**Donc** : les sablières en **HEA 140** vérifient la résistance à la flexion simple.

### VI.6.3 Vérification de la flèche (ELS)

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

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel **ROBOT** :  $\delta = 1,3 \text{ cm}$

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

Avec : L : la longueur de la sablière (L = 6 m).

Alors :  $\delta = 1,3 \text{ cm} \leq \delta_{max} = 3 \text{ cm}$

**Donc** : les sablières en **HEA 140** vérifient la flèche (ELS).

#### ➤ Conclusion :

Le profilé **HEA 140** répond à toutes les conditions des règles de **CCM97** concernant la vérification de résistance et de la flèche.

### VI.7 Conclusion

Ce chapitre résume les résultats du dimensionnement des éléments de la structure par rapport aux efforts sollicitant tel que présenté sur le tableau suivant :

Éléments de la structure	Profilés
Traverses	<b>IPE 360</b>
Poteaux	<b>HEA 360</b>
Contreventements	<b>L 90×90×10</b>
Stabilités en X	<b>2L 90×90×06</b>
Sablières	<b>HEA 140</b>

**Tableau VI.6** : Eléments de la structure

# CHAPITRE VII

Calcul des

Assemblages

## VII.1 Introduction

Après avoir vérifié les éléments porteurs nous allons étudier les assemblages. La conception et le calcul des assemblages ont une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces constituant la structure.

En effet, les assemblages constituent un dispositif qui permet de réunir et de solidariser les pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnant dans les différents composants structuraux, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

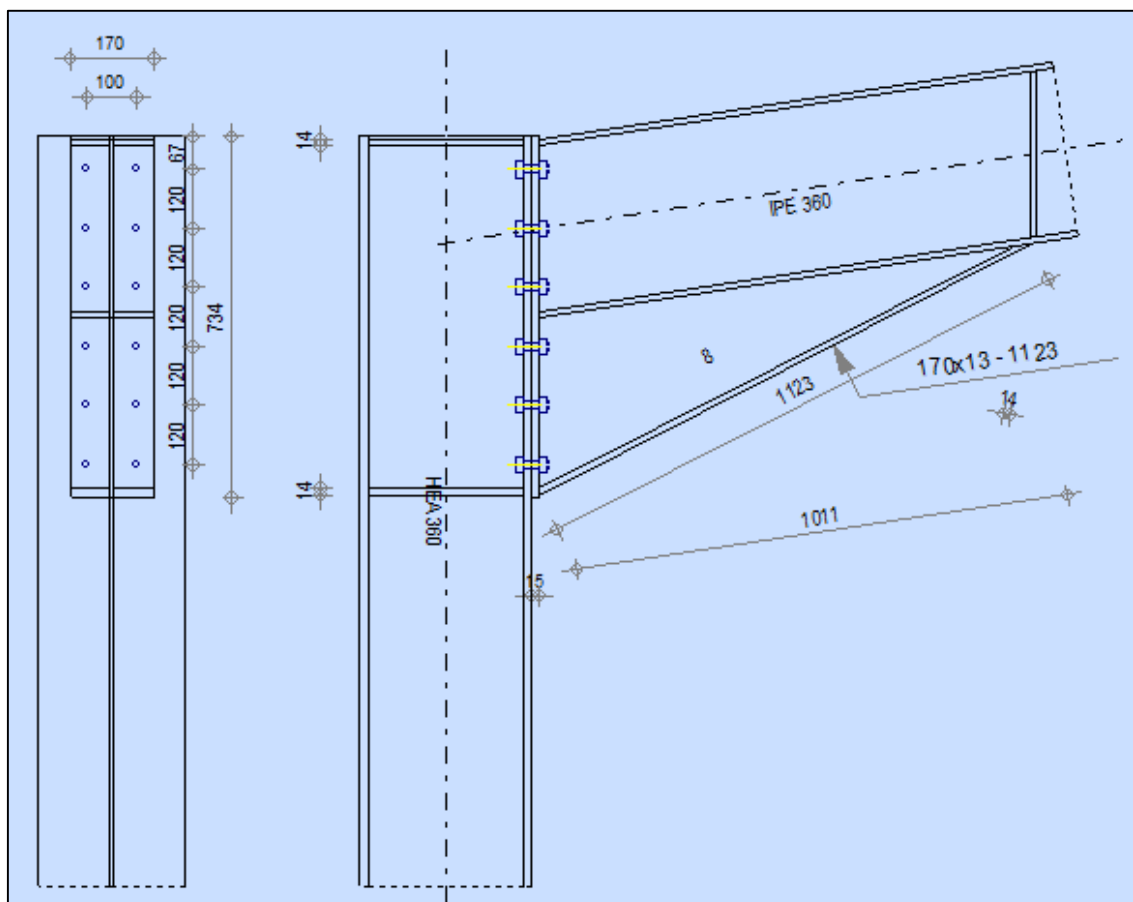
Le calcul des différents éléments structuraux est fait selon le règlement **CCM97**.

## VII.2 Calcul des assemblages

### VII.2.1 Assemblage poteau – traverse (HEA 360 – IPE 360)

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 du poteau par boulonnage.

On installe aussi un jarret sous la traverse pour assurer une meilleure résistance aux flexions.



**Figure VII.1 :** Vue en plan de l'assemblage poteau – traverse.

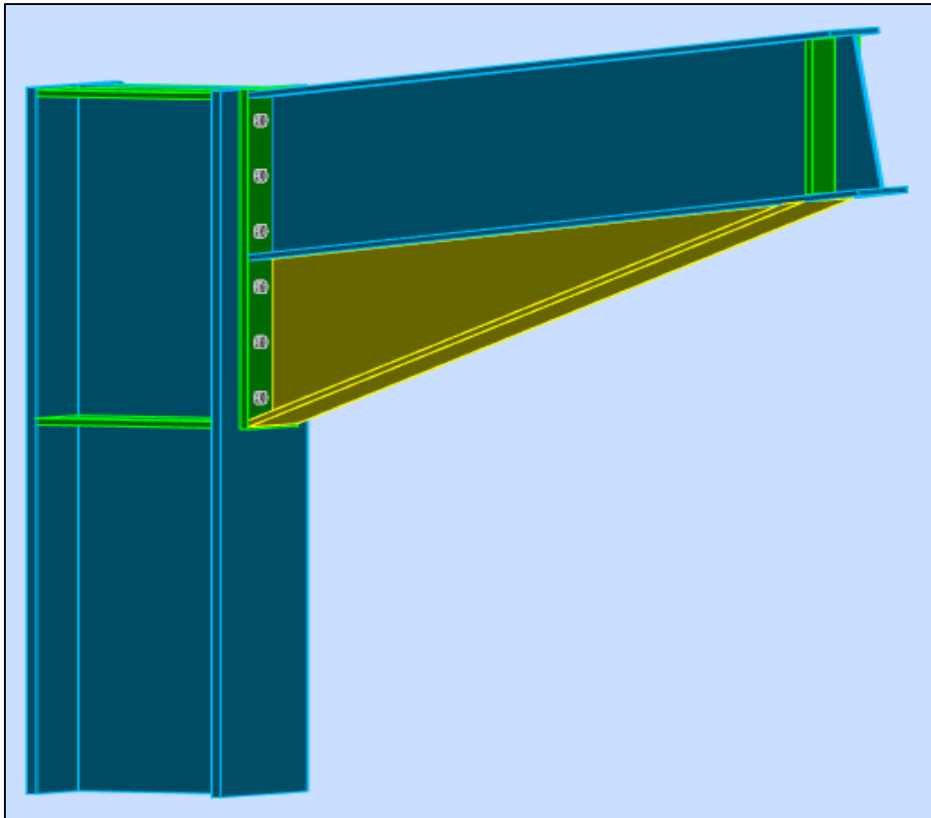


Figure VII.2 : Vue 3D de l'assemblage poteau - traverse.

### VII.2.1.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sont obtenus par le logiciel Robot sous la combinaison 1.35G+1.5N :

$$V_{sd} = 3341,17 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 6995 \text{ daN.m}$$

### VII.2.1.2 Soudure de la platine

#### ➤ Cordon de soudure

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

#### • Gorge assemblant semelle – platine ( $a_f$ )

Epaisseur la plus mince entre la semelle et la platine :

$$t_{min} = \min(t_f ; e_p) = \min(12,7 ; 15) = 12,7 \text{ mm}$$

$$3,4 \text{ mm} \leq a_f \leq 8,4 \text{ mm}$$

On adopte pour  $a_f = 6 \text{ mm}$

- **Gorge assemblant l'âme – platine ( $a_w$ )**

Epaisseur la plus mince entre l'âme et la platine :

$$t_{min} = \min(t_w ; e) = \min(8 ; 15) = 8 \text{ mm}$$

$$2,6 \text{ mm} \leq a_w \leq 5,6 \text{ mm}$$

On adopte pour  $a_w = 5 \text{ mm}$

- **Vérification de la soudure de la semelle à la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{6995}{0,734} = 9529,972 \text{ daN} \quad [9]$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est Fe360 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$  **(Annexe F-F.4)**

La longueur totale des cordons de soudure de la semelle.

$$\sum l = 3 \times b + 2 \times (b - t_w - 2 \times r) = 170 \times 3 + 2 \times (170 - 8 - 2 \times 18) = 762 \text{ mm}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{6 \times 762 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 116384,119 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 9529,972 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 116384,119 \text{ daN}$$

La soudure de la semelle résiste à la traction

- **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$V_{sd} = 3341,17 \text{ daN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

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.

$$\Sigma l = 2 \times (2 \times h - 4 \times t_f - 4 \times r) = 2 \times (2 \times 360 - 4 \times 12,7 - 4 \times 18) = 1194,4 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{5 \times 1194,4 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 124125,689 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3341,17 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 124125,689 \text{ daN}$$

La soudure de l'âme résiste au cisaillement

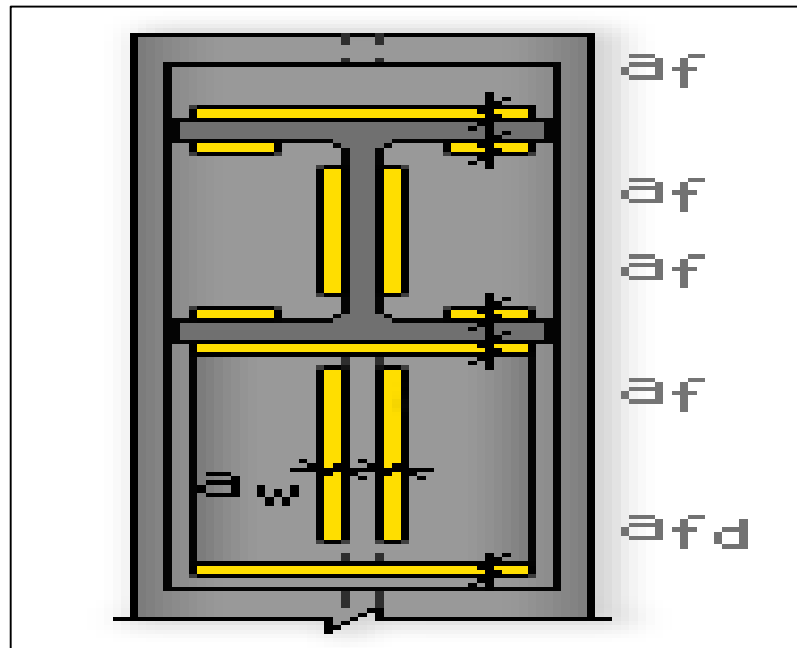


Figure VII.3 : La longueur totale des cordons de soudure de la semelle et l'âme.

### VII.2.1.3 Disposition constructive

- On prend deux files de 6 boulons  $\varnothing 16$  classe HR 8.8. (Annexe F-F.2)

Selon CCM97 [4], on détermine les pinces et les pas :

$$d_0 = \varnothing + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

Les dimensions de la platine : (170×734) mm avec une épaisseur  $t_{\text{platine}} = 15 \text{ mm}$

L'épaisseur la plus mince :

$$t = \min(t_f ; t_{\text{platine}}) = \min(12,7 ; 15) = 12,7 \text{ mm}$$

- Entraxes ( $p_1, p_2$ ) (Annexe F-F.1)

$$2,2 d_0 = 2,2 \times 18 = 39,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14t = 14 \times 12,7 = 177,8 \text{ mm} \quad \text{alors on prend : } p_1 = 120 \text{ mm.}$$



$$3 d_0 = 3 \times 18 = 54 \text{ mm} \leq p_2 \leq 14t = 14 \times 12,7 = 177,8 \text{ mm}$$

alors on prend :  $p_2 = 100 \text{ mm}$ .

➤ **Pinces ( $e_1, e_2$ )**

$$1,2 d_0 = 1,2 \times 18 = 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 12 \times 12,7 = 152,4$$

alors on prend :  $e_1 = 67 \text{ mm}$

$$1,5 d_0 = 1,5 \times 18 = 27 \leq e_2 \leq 12t = 12 \times 12,7 = 152,4$$

alors on prend :  $e_2 = 35 \text{ mm}$ .

### VII.2.1.4 Détermination des efforts dans les boulons

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2}$$

Calcul de la hauteur de la partie comprimée  $x = t_f \times \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 12,7 \times \sqrt{\frac{170}{8}} = 58,544 \text{ mm}$  [8]

L'axe neutre se trouve au-dessus de la dernière rangée de boulons, ce qui fait que les deux boulons de la dernière rangée sont comprimés et les boulons des cinq rangées restantes sont tendus.

$$d_1 = 655,65 \text{ mm}$$

$$d_2 = 535,65 \text{ mm}$$

$$d_3 = 415,65 \text{ mm}$$

$$d_4 = 295,65 \text{ mm}$$

$$d_5 = 175,65 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 1007824,613 \text{ m}^2$$

✓ L'effort de traction dans les deux boulons supérieurs : [11]

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = N_1 = \frac{6995 \times 0,655}{1,007824} = 4546,604 \text{ daN}$$

### VII.2.1.5 Vérification la résistance de l'assemblage

- La force précontrainte d'un seul boulon [4]

$$F_{p,Cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 800 \times 157 = 8792 \text{ daN}$$

- Le résistants effectif de l'assemblage [8]

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_{p,Cd} \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{2 \times 8792 \times 1007824,613}{655,65} = 27029,036 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 6995 \text{ daN.m} < M_{Rd} = 27029,036 \text{ daN.m}$$

L'assemblage poteau-traverse résiste au moment sollicitant

### VII.2.1.6 Vérification des boulons à l'interaction cisaillement - traction

- On doit vérifier que l'assemblage résiste au glissement

$$F_{Vsd} = \frac{v_{sd}}{n_b} \leq F_{VRd} = \frac{K_S \times n \times \mu \times F_{P,Cd}}{\gamma_{m2}} \quad [4]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k_s = 1 \quad \text{trou nominal Normal} \quad \text{(Annexe F – F. 5)} \\ n = 1 \quad \text{un plan de glissement} \\ \mu = 0,3 \quad \text{coefficient de frottement (brossé, classe c)} \quad \text{(Annexe F – F. 6)} \\ F_{P,Cd} = 8792 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$F_{v,sd} = \frac{v_{sd}}{n_b} = \frac{3341,17}{12} = 278,43 \text{ daN} < F_{VRd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 8792}{1,25} = 2110,08 \text{ daN}$$

- On doit vérifier la résistance de l'assemblage à l'interaction cisaillement-traction :

$$F_{v,sd} \leq F_{S,Rd} = \frac{K_S \times n \times \mu}{\gamma_{m2}} \times (F_{P,Cd} - 0,8 \times F_{tsd}) \quad [4]$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{tsd} = \frac{N_1}{2} \\ k_s = 1 \quad \text{trou nominal Normal} \quad \text{(Annexe F – F. 5)} \\ n = 1 \quad \text{un plan de glissement} \\ \mu = 0,3 \quad \text{coefficient de frottement (brossé, classe c)} \quad \text{(Annexe F – F. 6)} \end{array} \right.$$

$$F_{S,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3}{1,25} \times \left( 8792 - 0,8 \times \frac{4546,604}{2} \right) = 1673,606 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{v_{sd}}{n_b} = \frac{3341,17}{12} = 278,43 \text{ daN} < F_{S,Rd} = 1673,606 \text{ daN}$$

avec :  $n_b$  : nombres de boulons = 12 .

L'assemblage poteau-traverse résistant au glissement résiste aussi à l'interaction cisaillement-traction

### VII.2.1.7 Vérification au poinçonnement de la semelle du poteau [10]

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{m2}} \quad [4]$$

$t_p$  = épaisseur de la pièce sous la tête du boulon ou de l'écrou la plus petite

$$t_p = \min(t_{platine}; t_{fc}) = \min(15; 17,5) = 15 \text{ mm}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 25,86 \times 15 \times 360}{1,25} = 210471,144 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{4546,604}{2} = 2273,302 \text{ daN} < B_{p,Rd} = 210471,144 \text{ daN}$$

La semelle du poteau HEA360 résiste au poinçonnement

### VII.2.1.8 Vérification à la pression diamétrale

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{m2}} \quad [4]$$

$$\alpha_b = \min \left[ \left( \frac{e_1}{3 \times d_0} \right); \left( \frac{p_1}{3 \times d_0} - 0,25 \right); \left( \frac{f_{ub}}{f_u} \right); 1 \right]$$

$$\alpha_b = \min \left[ \left( \frac{67}{3 \times 18} = 1,24 \right); \left( \frac{120}{3 \times 18} - 0,25 = 1,97 \right); \left( \frac{800}{360} = 2,22 \right); 1 \right] = 1$$

$$k_1 = \min \left[ \left( 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \right); \left( 1,4 \times \frac{p_2}{d_0} \right); 2,5 \right]$$

$$k_1 = \min \left[ \left( 2,8 \times \frac{35}{18} - 1,7 = 3,744 \right); \left( 1,4 \times \frac{100}{18} = 7,77 \right); 2,5 \right]$$

$$k_1 = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 16 \times 15}{1,25} = 17280 \text{ daN}$$

$$\frac{F_{Vsd}}{n_b} = \frac{3341,7}{12} = 278,430 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 17280 \text{ daN}$$

L'assemblage résiste à la pression diamétrale

### VII.2.1.9 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue [8]

$$F_V \leq F_{t,Rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$F_{t,Rd}$  : Résistance de l'âme du poteau à la traction .

$t_{wc}$  : Épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = p_2 = 100$  Entraxe des boulons.

$$F_{t,Rd} = 10 \times 100 \times \frac{235}{1,1} = 21363,636 \text{ daN}$$

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{6995 \times 10^3}{(360 \times 2) - 2 \times 12,7} = 10070,544 \text{ daN}$$

$$F_V = 10070,544 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 21363,636 \text{ daN}$$

La zone tendue de l'âme du poteau est résistant au moment sollicitant

### VII.2.1.10 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée [8]

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd} = F_{c,Rd} = \frac{k_c \times b_{eff} \times \rho \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{m1} \times \sqrt{\left(1 + 1,3 \times \frac{b_{eff}}{h}\right)^2}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \times \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$b_{eff} = 12,7 + 2 \times 6 \times \sqrt{2} + 5 \times (17,5 + 27) + 2 \times 15 = 282,17 \text{ mm}$$

$$\sigma_{c,Sd} \leq 0,7 f_y \rightarrow k_c = 1$$

$$\sigma_{c,Sd} > 0,7 f_y \rightarrow k_c = 1,7 - \sigma_{c,Sd} / f_y$$

$\sigma_{c,Sd}$ : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c,Sd} = \frac{V_{sd}}{A_c} + \frac{M_{sd} \times z_{max}}{I_y} = \frac{3341,17}{142,8} + \frac{6995 \times 10^2 \times \left(\frac{350}{2} \times 10^{-1}\right)}{33090}$$

$$\sigma_{c,Sd} = 382,765 \text{ daN/cm}^2 < 0,7 f_y = 1645 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow k_c = 1$$

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1$$

$$\bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,0932 \times \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} = 0,0932 \times \sqrt{\frac{282,17 \times 261 \times 235}{210000 \times 10^2}}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,0846 < 0,72 \rightarrow \rho = 1$$

$$F_{c,Rd} = \frac{1 \times 282,17 \times 1 \times 10 \times 235}{1,1 \times \sqrt{\left(1 + 1,3 \times \frac{282,17^2}{350^2}\right)}} = 44380,704 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum_1^5 N_i$$

$$d_1 = 655,65 \text{ mm}$$

$$d_2 = 535,65 \text{ mm}$$

$$d_3 = 415,65 \text{ mm}$$

$$d_4 = 295,65 \text{ mm}$$

$$d_5 = 175,65 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 1007824,613 \text{ m}^2$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{6995 \times 0,655}{1,0078} = 4546,604 \text{ daN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times d_2}{\sum d_i^2} = \frac{6995 \times 0,535}{1,0078} = 3713,360 \text{ daN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times d_3}{\sum d_i^2} = \frac{6995 \times 0,415}{1,0078} = 2880,457 \text{ daN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times d_4}{\sum d_i^2} = \frac{6995 \times 0,295}{1,0078} = 2047,554 \text{ daN}$$

$$N_5 = \frac{M_{sd} \times d_5}{\sum d_i^2} = \frac{6995 \times 0,175}{1,0078} = 1214,65 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 14402,285 \text{ daN} < F_{c,Rd} = 44380,704 \text{ daN}$$

L'âme du poteau dans la zone comprimée est résistante

### VII.2.1.11 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée [8]

$$F_v \leq V_{Rd} = 0,58 \times \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

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

$$A_v = 142,8 \times 10^2 - 2 \times 300 \times 17,5 + (10 + 2 \times 27) \times 17,5 = 4900 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd} = 0,58 \times \frac{2350 \times 49}{1,1} = 60715,454 \text{ daN}$$

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{6995 \times 10^3}{(360 \times 2) - 2 \times 12,7} = 10070,544 daN$$

$$F_V = 10070,544 daN < V_{Rd} = 60715,454 daN$$

la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée est vérifiée

## VII.2.2 Assemblage traverse – traverse (IPE 360 – IPE 360)

L'assemblage traverse – traverse est réalisé à l'aide de deux platines boulonnées entre elles et soudées avec les deux traverses.

### VII.2.2.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sont obtenus par le logiciel Robot sous la combinaison 1.35G+1.5N :

$$V_{sd} = 2427,54 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 6998 \text{ daN.m}$$

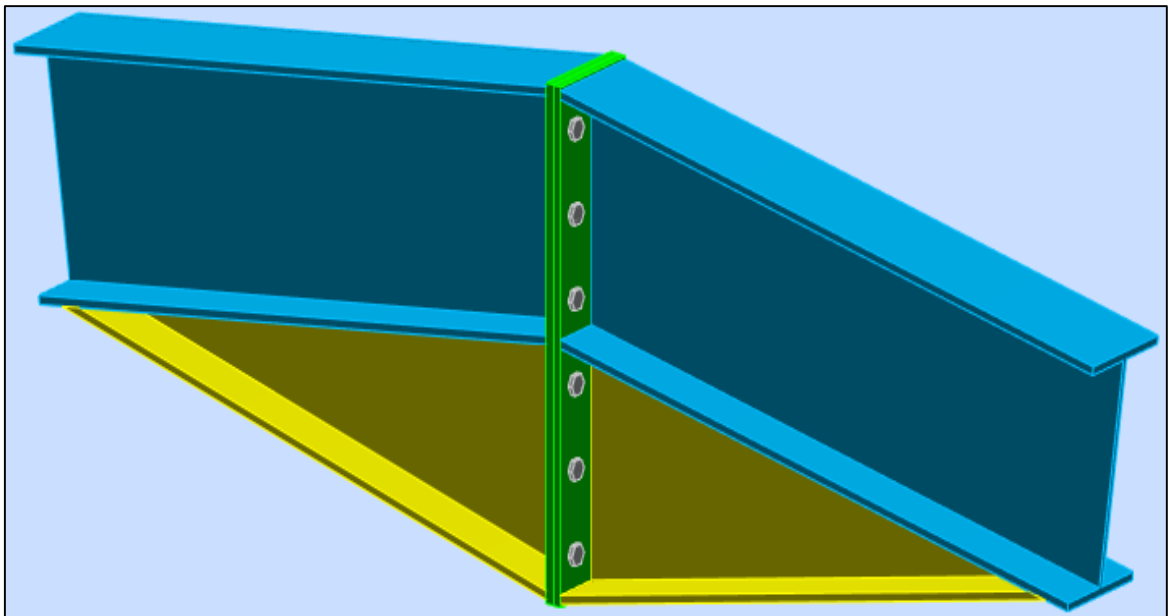


Figure VII.4 : Vue 3D de l'assemblage traverse – traverse.

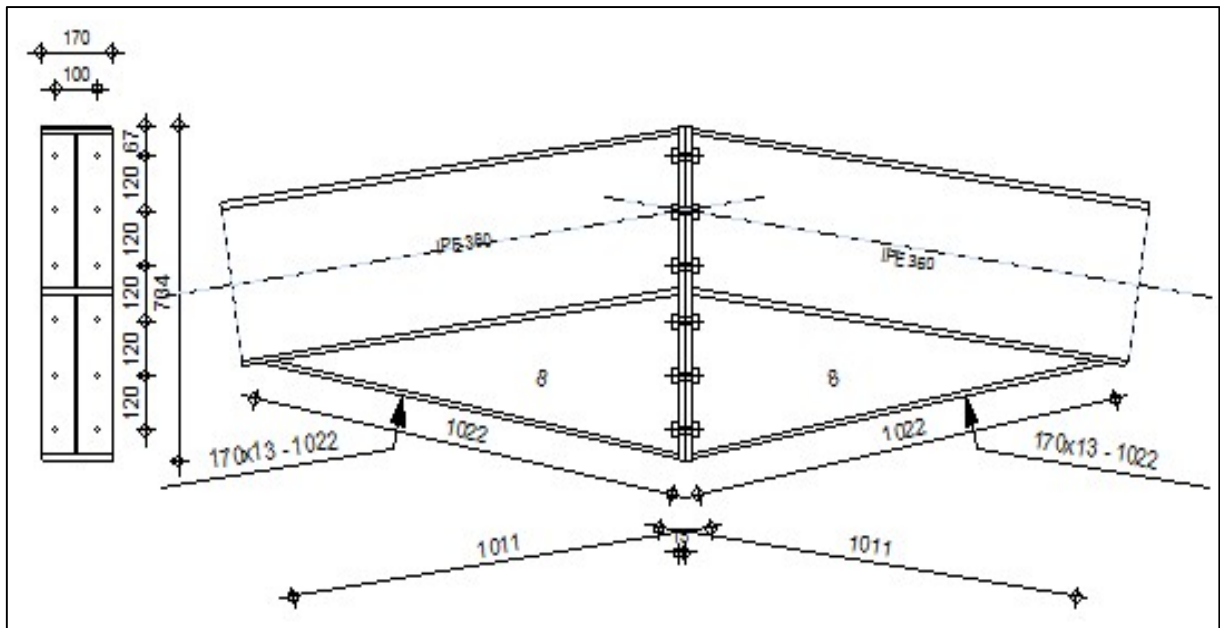


Figure VII.5 : Vue en Plan de l'assemblage traverse - traverse.

$$V_{sd} = 2427,54 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 6998 \text{ daN.m}$$

### VII.2.2.2 Soudure de la platine

#### ➤ Cordon de soudure

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

- Gorge assemblant semelle – platine ( $a_f$ )

Epaisseur la plus mince entre la semelle et la platine :

$$t_{min} = \min(t_f ; e_p) = \min(12,7 ; 15) = 12,7 \text{ mm}$$

$$3,4 \text{ mm} \leq a_f \leq 8,4 \text{ mm}$$

On adopte pour  $a_f = 6 \text{ mm}$

- Gorge assemblant l'âme – platine ( $a_w$ )

Epaisseur la plus mince l'âme entre et la platine :

$$t_{min} = \min(t_w ; e) = \min(8 ; 15) = 8 \text{ mm}$$

$$2,6 \text{ mm} \leq a_w \leq 5,6 \text{ mm}$$

On adopte pour  $a_w = 5 \text{ mm}$

➤ **Vérification de la soudure de la semelle à la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{6998}{0,734} = 9534,059 \text{ daN} \quad [11]$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

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

$$\sum l = 3 \times b + 2 \times (b - t_w - 2 \times r) = 170 \times 3 + 2 \times (170 - 8 - 2 \times 18) = 762 \text{ mm}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{6 \times 762 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 116384,119 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 9534,059 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 116384,119 \text{ daN}$$

La soudure de la semelle résiste à la traction

➤ **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$V_{sd} = 2427,54 \text{ daN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

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.

$$\sum l = 2 \times (2 \times h - 4 \times t_f - 4 \times r) = 2 \times (2 \times 360 - 4 \times 12,7 - 4 \times 18) = 1194,4 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{5 \times 1194,4 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 124125,689 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 2427,54 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 124125,689 \text{ daN}$$

La soudure de l'âme résiste au cisaillement



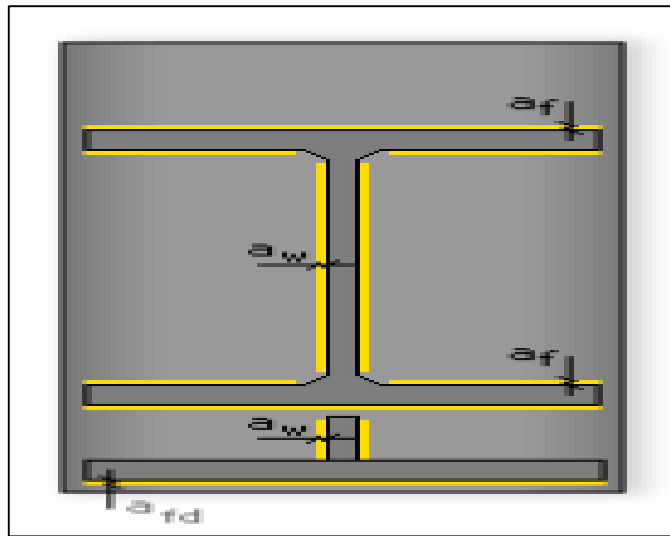


Figure VII.6 : La longueur totale des cordons de soudure de la semelle et l'âme.

### VII.2.2.3 Disposition constructive

On prend deux files de 6 boulons  $\varnothing 16$  classe HR 8.8.

Selon CCM97 [4], on détermine les pinces et les pas :

$$d_0 = \varnothing + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

L'épaisseur la plus mince :

$$t = \min(t_f ; t_{\text{platine}}) = \min(12,7 ; 15) = 12,7 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes ( $p_1, p_2$ )** [4]

$$2,2 d_0 = 2,2 \times 18 = 39,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14t = 14 \times 12,7 = 177,8 \text{ mm}$$

alors on prend :  $p_1 = 120 \text{ mm}$ .

$$3 d_0 = 3 \times 18 = 54 \text{ mm} \leq p_2 \leq 14t = 14 \times 12,7 = 177,8 \text{ mm}$$

alors on prend :  $p_2 = 100 \text{ mm}$ .

➤ **Pinces ( $e_1, e_2$ )**

$$1,2 d_0 = 1,2 \times 18 = 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 12 \times 12,7 = 152,4 \text{ mm}$$

alors on prend :  $e_1 = 67 \text{ mm}$

$$1,5 d_0 = 1,5 \times 18 = 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 12 \times 12,7 = 152,4 \text{ mm}$$

alors on prend :  $e_2 = 35 \text{ mm}$ .

### VII.2.2.4 Détermination des efforts dans les boulons

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2}$$

$$\text{Calcul de la hauteur de la partie comprimée } x = t_f \times \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 12,7 \times \sqrt{\frac{170}{8}} = 58,544 \text{ mm} \quad [8]$$

L'axe neutre se trouve au-dessus de la dernière rangée de boulons, ce qu'il fait que les deux boulons de la dernière rangée sont comprimés et les boulons des cinq rangées restantes sont tendus.

$$d_1 = 655,65mm$$

$$d_2 = 535,65mm$$

$$d_3 = 415,65mm$$

$$d_4 = 295,65mm$$

$$d_5 = 175,65mm$$

$$\sum d_i^2 = 1007824,613 \text{ m}^2$$

✓ L'effort de traction dans les deux boulons supérieurs : [11]

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = N_1 = \frac{6998 \times 0,655}{1,007824} = 4548,105 daN$$

### VII.2.2.5 Vérification la résistance de l'assemblage

○ La force précontrainte d'un seul boulon [4]

$$F_{P,Cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 800 \times 157 = 8792 daN$$

○ Le résistant effectif de l'assemblage [8]

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_{P,Cd} \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{2 \times 8792 \times 1007824,613}{655,65} = 27029,036 daN.m$$

$$M_{sd} = 6998 daN.m < M_{Rd} = 27029,036 daN.m$$

L'assemblage traverse-traverse résiste au moment sollicitant

### VII.2.2.6 Vérification des boulons à l'interaction cisaillement - traction

○ On doit vérifier que l'assemblage résiste au glissement

$$F_{Vsd} = \frac{v_{sd}}{n_b} \leq F_{VRd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_{P,Cd}}{\gamma_{m2}} \quad [4]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k_s = 1 \quad \text{trou nominal Normal} \\ n = 1 \quad \text{un plan de glissement} \\ \mu = 0,3 \quad \text{coefficient de frottement (brossé, classe c)} \\ F_{P,Cd} = 8792 daN \end{array} \right. \quad [4]$$

$$F_{v,sd} = \frac{v_{sd}}{n_b} = \frac{2427,54}{12} = 202,295 daN < F_{VRd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 8792}{1,25} = 2110,08 daN$$

- On doit vérifier la condition suivante :

$$F_{v,sd} \leq F_{S,Rd} = \frac{K_S \times n \times \mu}{\gamma_{m2}} \times (F_{P,Cd} - 0,8 \times F_{tsd}) \quad [4]$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{tsd} = \frac{N_1}{2} \\ k_s = 1 \text{ trou nominal Normal} \\ n = 1 \text{ un plan de glissement} \\ \mu = 0,3 \text{ coefficient de frottement (brossé, classe c)} \end{array} \right. \quad [4]$$

$$F_{S,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3}{1,25} \times \left( 8792 - 0,8 \times \frac{4548,105}{2} \right) = 1673,461 daN$$

$$F_{v,sd} = \frac{v_{sd}}{n_b} = \frac{2427,54}{12} = 202,295 daN < F_{S,Rd} = 1673,461 daN$$

avec :  $n_b$  : nombres de boulons = 12.

L'assemblage traverse-traverse résistant au glissement résiste aussi à l'interaction cisaillement- traction

### VII.2.2.7 Vérification au poinçonnement de de la platine [10]

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{m2}} \quad [4]$$

$t_p$  = épaisseur de la platine = 15 mm

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 25,86 \times 15 \times 360}{1,25} = 210471,144 daN$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{4548,105}{2} = 2274,052 daN < B_{p,Rd} = 210471,144 daN$$

La platine résiste au poinçonnement

### VII.2.2.8 Vérification à la pression diamétrale [11]

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{m2}} \quad [4]$$

$$\alpha_b = \min \left[ \left( \frac{e_1}{3 \times d_0} \right); \left( \frac{p_1}{3 \times d_0} - 0,25 \right); \left( \frac{f_{ub}}{f_u} \right); 1 \right]$$

$$\alpha_b = \min \left[ \left( \frac{67}{3 \times 18} = 1,24 \right); \left( \frac{120}{3 \times 18} - 0,25 = 1,97 \right); \left( \frac{800}{360} = 2,22 \right); 1 \right] = 1$$

$$k_1 = \min \left[ \left( 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \right); \left( 1,4 \times \frac{p_2}{d_0} \right); 2,5 \right]$$

$$k_1 = \min \left[ \left( 2,8 \times \frac{35}{18} - 1,7 = 3,744 \right); \left( 1,4 \times \frac{100}{18} = 7,77 \right); 2,5 \right] = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 16 \times 15}{1,25} = 17280 daN$$

$$\frac{F_{Vsd}}{n_b} = \frac{2427,54}{12} = 202,295 daN < F_{b,Rd} = 17280 daN$$

L'assemblage résiste à la pression diamétrale

### VII.2.3 Assemblage poteau - console de la poutre de roulement

#### (HEA 360 – HEB 220)

L'assemblage poteau- console de la poutre de roulement est réalisé à l'aide d'une soudure d'une platine à l'extrémité de la console de la poutre de roulement pour permettre son assemblage à l'aile du poteau par boulonnage.

On installe aussi un jarret sous la console de la poutre de roulement pour assurer une meilleure résistance aux flexions

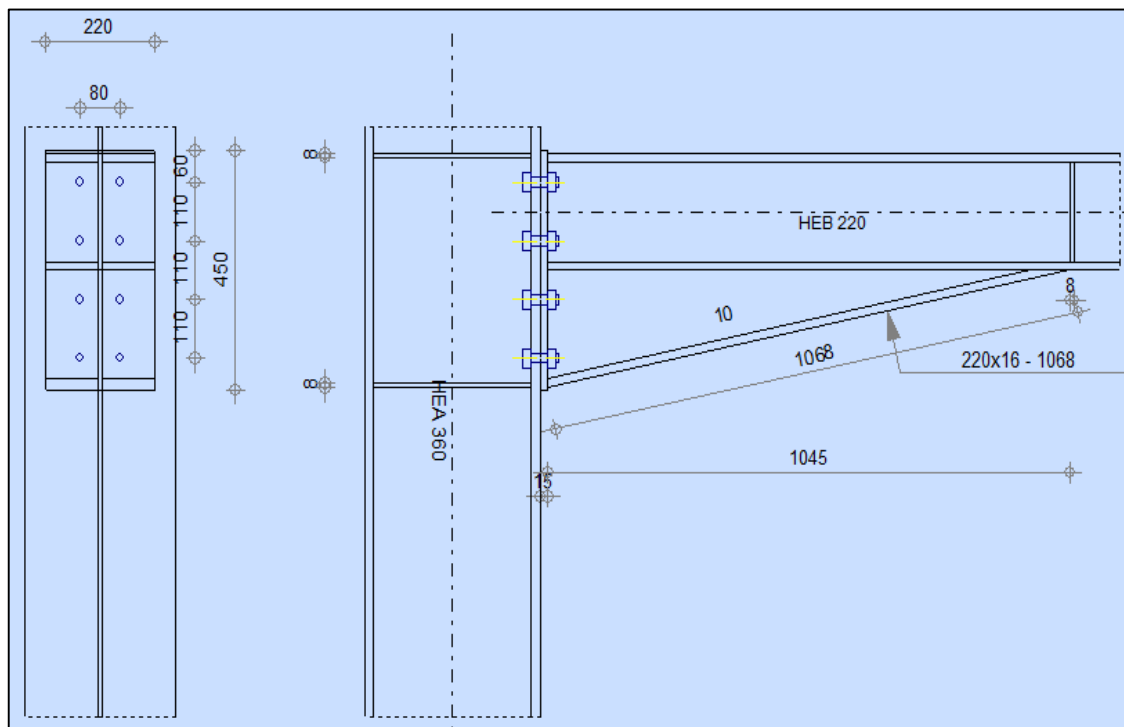
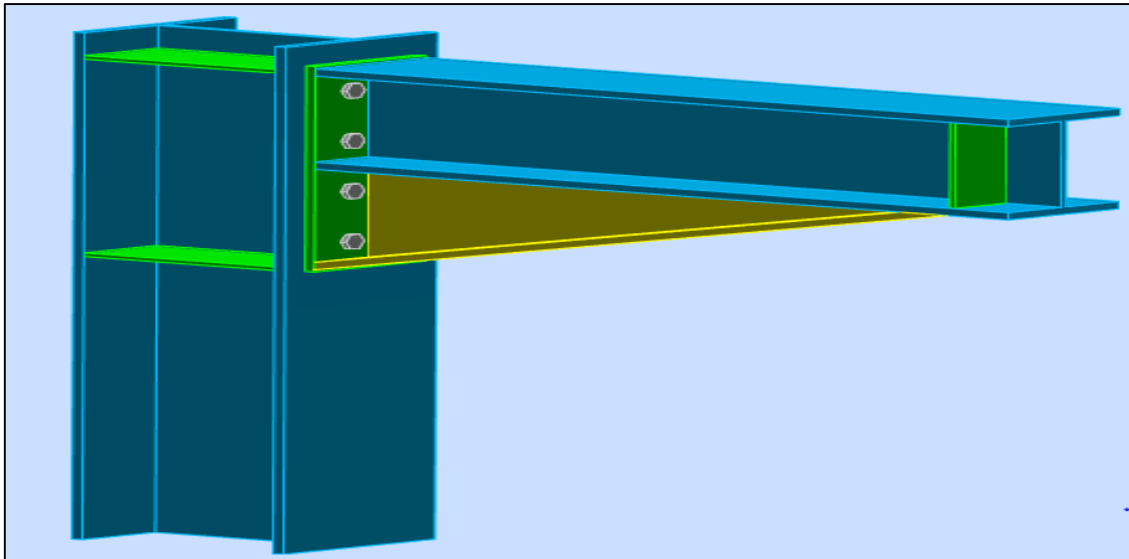


Figure VII.7 : Vue en plan de l'assemblage poteau - console de la poutre de roulement.



**Figure VII.8 :** Vue 3D de l'assemblage poteau - console de la poutre de roulement.

### VII.2.3.1 Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant de l'assemblage sont obtenus par le logiciel Robot sous la combinaison 1.35.G + 1.5.PRE (avec PRE : le chariot se trouve à l'extrémité du pont roulant) :

$$V_{sd} = 8073,12 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 9502 \text{ daN.m}$$

### VII.2.3.2 Soudure de la platine

#### ➤ Cordon de soudure

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

- **Gorge assemblant semelle – platine ( $a_f$ )**

Epaisseur la plus mince entre la semelle et la platine :

$$t_{min} = \min(t_f ; e_p) = \min(16 ; 15) = 15 \text{ mm}$$

$$3,6 \text{ mm} \leq a_f \leq 10,5 \text{ mm}$$

On adopte pour  $a_f = 8 \text{ mm}$

- **Gorge assemblant l'âme – platine ( $a_w$ )**

Epaisseur la plus mince l'âme entre et la platine :

$$t_{min} = \min(t_w ; e) = \min(9,5 ; 15) = 9,5 \text{ mm}$$

$$2,8 \text{ mm} \leq a_w \leq 6,5 \text{ mm}$$

On adopte pour  $a_w = 5\text{mm}$

➤ **Vérification de la soudure de la semelle à la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{9502}{0,450} = 21115,555 \text{ daN} \quad [11]$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

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.

$$\sum l = 3 \times b + 2 \times (b - t_w - 2 \times r) = 220 \times 3 + 2 \times (220 - 9,5 - 2 \times 18) = 1009 \text{ mm}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{6 \times 1009 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 205479,573 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 9529,972 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 205479,573 \text{ daN}$$

La soudure de la semelle résiste à la traction.

➤ **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$V_{sd} = 8073,12 \text{ daN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

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.

$$\sum l = 2 \times (2 \times h - 4 \times t_f - 4 \times r) = 2 \times (2 \times 220 - 4 \times 16 - 4 \times 18) = 608 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{5 \times 608 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 63185,213 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 8073,12 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 63185,213 \text{ daN}$$

La soudure de l'âme résiste au cisaillement

### VII.2.3.3 Disposition constructive

On prend deux files de 4 boulons  $\varnothing 18$  classe HR 8.8.

Selon CCM97 [4], on détermine les pinces et les pas :

$$d_0 = \varnothing + 2 = 18 + 2 = 20 \text{ mm}$$

L'épaisseur la plus mince : Les dimensions de la platine : (220×450) mm avec une épaisseur  $t_{\text{platine}} = 15 \text{ mm}$

$$t = \min(t_f ; t_{\text{platine}}) = \min(16 ; 15) = 15 \text{ mm}$$

#### ➤ Entraxes ( $p_1, p_2$ )

$$2,2 d_0 = 2,2 \times 20 = 44 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14t = 14 \times 15 = 210 \text{ mm}$$

alors on prend :  $p_1 = 120 \text{ mm}$ .

$$3 d_0 = 3 \times 20 = 60 \text{ mm} \leq p_2 \leq 14t = 14 \times 15 = 210 \text{ mm}$$

alors on prend :  $p_2 = 80 \text{ mm}$ .

#### ➤ Pinces ( $e_1, e_2$ )

$$1,2 d_0 = 1,2 \times 20 = 24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 12 \times 15 = 180 \text{ mm}$$

alors on prend :  $e_1 = 60 \text{ mm}$

$$1,5 d_0 = 1,5 \times 20 = 30 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 12 \times 15 = 180 \text{ mm}$$

alors on prend :  $e_2 = 70 \text{ mm}$ .

### VII.2.3.4 Détermination des efforts dans les boulons

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2}$$

Calcul de la hauteur de la partie comprimée  $x = t_f \times \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 16 \times \sqrt{\frac{220}{9,5}} = 76,996 \text{ mm}$  [8]

L'axe neutre se trouve au-dessus de la dernière rangée de boulons, ce qui fait que les deux boulons de la dernière rangée sont comprimés et les boulons des trois rangées restantes sont tendus.

$$d_1 = 377 \text{ mm}$$

$$d_2 = 267 \text{ mm}$$

$$d_3 = 157 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 238067 \text{ m}^2$$

- ✓ L'effort de traction dans les deux boulons supérieurs : [11]

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{9502 \times 0,377}{0,238067} = 15047,251 daN$$

### VII.2.3.5 Vérification la résistance de l'assemblage

- La force précontrainte d'un seul boulon [4]

$$F_{P,Cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 800 \times 192 = 10752 daN$$

- Le résistant effectif de l'assemblage [8]

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_{P,Cd} \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{2 \times 10752 \times 238067}{377} = 13579,291 daN.m$$

$$M_{sd} = 9502 daN.m < M_{Rd} = 13579,291 daN.m$$

L'assemblage traverse-traverse résiste au moment sollicitant

### VII.2.3.6 Vérification des boulons à l'interaction cisaillement - traction

- On doit vérifier que l'assemblage résiste au glissement

$$F_{Vsd} = \frac{v_{sd}}{n_b} \leq F_{VRd} = \frac{K_S \times n \times \mu \times F_{P,Cd}}{\gamma_{m2}} \quad [4]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k_s = 1 \quad \text{trou nominal Normal} \\ n = 1 \quad \text{un plan de glissement} \\ \mu = 0,3 \quad \text{coefficient de frottement (brossé, classe c)} \\ F_{P,Cd} = 8792 daN \end{array} \right. \quad [4]$$

$$F_{Vsd} = \frac{v_{sd}}{n_b} = \frac{8073,12}{8} = 1009,14 daN < F_{VRd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 8792}{1,25} = 2110,08 daN$$

- On doit vérifier la condition suivante :

$$F_{Vsd} \leq F_{S,Rd} = \frac{K_S \times n \times \mu}{\gamma_{m2}} \times (F_{P,Cd} - 0,8 \times F_{tsd}) \quad [4]$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \mu = 0,3 \quad \text{coefficient de frottement (brossé, classe c)} \\ F_{tsd} = \frac{N_1}{2} \\ k_s = 1 \quad \text{trou nominal Normal} \\ n = 1 \quad \text{un plan de glissement} \end{array} \right. \quad [4]$$



$$F_{S,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3}{1,25} \times \left( 10752 - 0,8 \times \frac{15047,251}{2} \right) = 1135,943 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{v_{sd}}{n_b} = \frac{8073,12}{8} = 1009,14 \text{ daN} < F_{S,Rd} = 1135,943 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée}$$

avec :  $n_b$  : nombres de boulons = 8 .

L'assemblage poteau-console résistant au glissement résiste aussi à l'interaction cisaillement-traction

### VII.2.3.7 Vérification au poinçonnement de la semelle du poteau

$$F_{t,sd} \leq B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{m2}} \quad [4]$$

$t_p$  = épaisseur de la pièce sous la tête du boulon ou de l'écrou la plus petite

$$t_p = \min(t_{platine}; t_{fc}) = \min(15; 17,5) = 15 \text{ mm}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 29,09 \times 15 \times 360}{1,25} = 23676,002 \text{ daN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{15047,251}{2} = 7523,625 \text{ daN} < B_{p,Rd} = 23676,002 \text{ daN}$$

La semelle du poteau résiste au poinçonnement

### VII.2.3.8 Vérification à la pression diamétrale

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{m2}} \quad [4]$$

$$\alpha_b = \min \left[ \left( \frac{e_1}{3 \times d_0} \right); \left( \frac{p_1}{3 \times d_0} - 0,25 \right); \left( \frac{f_{ub}}{f_u} \right); 1 \right]$$

$$\alpha_b = \min \left[ \left( \frac{60}{3 \times 20} = 1 \right); \left( \frac{110}{3 \times 20} - 0,25 = 1,58 \right); \left( \frac{800}{360} = 2,22 \right); 1 \right] = 1$$

$$k_1 = \min \left[ \left( 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \right); \left( 1,4 \times \frac{p_2}{d_0} \right); 2,5 \right]$$

$$k_1 = \min \left[ \left( 2,8 \times \frac{70}{20} - 1,7 = 8,1 \right); \left( 1,4 \times \frac{80}{20} = 5,6 \right); 2,5 \right]$$

$$k_1 = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 18 \times 15}{1,25} = 19440 \text{ daN}$$

$$\frac{F_{v,sd}}{n_b} = \frac{8073,12}{8} = 1009,14 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 19440 \text{ daN}$$

L'assemblage poteau-console résiste à la pression diamétrale

### VII.2.3.9 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$$F_V \leq F_{t,Rd} = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \quad [8]$$

$F_{t,Rd}$  : résistance de l'âme du poteau à la traction .

$t_{wc}$  : épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = p_2 = 100$  Entraxe des boulons.

$$F_{t,Rd} = 10 \times 80 \times \frac{235}{1,1} = 17090,909 \text{ daN}$$

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{9502 \times 10^3}{(220 \times 2) - 2 \times 16} = 23289,215 \text{ daN}$$

$$F_{trd} = 17090,909 \text{ daN} < F_V = 23289,215$$

La résistance de l'âme du poteau en traction est faible en traction, il faut donc on prévoit un raidisseur d'épaisseur 14 mm

### VII.2.3.10 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd} = F_{c,Rd} = \frac{k_c \times b_{eff} \times \rho \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{m1} \times \sqrt{\left(1 + 1,3 \times \frac{b_{eff}}{h^2}\right)}} \quad [8]$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \times \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$b_{eff} = 16 + 2 \times 8 \times \sqrt{2} + 5 \times (17,5 + 27) + 2 \times 15 = 291,127 \text{ mm}$$

$$\sigma_{c,Sd} \leq 0,7 f_y \quad \rightarrow \quad k_c = 1$$

$$\sigma_{c,Sd} > 0,7 f_y \quad \rightarrow \quad k_c = 1,7 - \sigma_{c,Sd} / f_y$$

$\sigma_{c,Sd}$  : Contrainte normale de compression ans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c,Sd} = \frac{V_{sd}}{A_c} + \frac{M_{sd} \times z_{max}}{I_y} = \frac{8073,12}{142,8} + \frac{9502 \times 10^2 \times \left(\frac{350}{2} \times 10^{-1}\right)}{33090}$$

$$\sigma_{c,Sd} = 559,057 \text{ daN/cm}^2 < 0,7 f_y = 1645 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow k_c = 1$$

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,72 \rightarrow \rho = 1$$

$$\bar{\lambda}_p > 0,72 \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2)/\bar{\lambda}_p^2$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,0932 \times \sqrt{\frac{b_{\text{eff}} \times d_{\text{wc}} \times f_y}{E \times t_{\text{wc}}^2}} = 0,0932 \times \sqrt{\frac{291,127 \times 261 \times 235}{210000 \times 10^2}}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,086 < 0,72 \rightarrow \rho = 1$$

$$F_{c,Rd} = \frac{1 \times 291,127 \times 1 \times 10 \times 235}{1,1 \times \sqrt{\left(1 + 1,3 \times \frac{291,127}{350^2}\right)}} = 45127,872 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum_1^3 N_i$$

$$d_1 = 377 \text{ mm}$$

$$d_2 = 267 \text{ mm}$$

$$d_3 = 157 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 238067 \text{ m}^2$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{9502 \times 377 \times 10^{-3}}{238067} = 15047,251 \text{ daN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times d_2}{\sum d_i^2} = \frac{9502 \times 267 \times 10^{-3}}{238067} = 10656,806 \text{ daN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times d_3}{\sum d_i^2} = \frac{9502 \times 157 \times 10^{-3}}{238067} = 6266,361 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 31970,418 \text{ daN} < F_{c,Rd} = 45127,872 \text{ daN}$$

L'âme du poteau dans la zone comprimée est résistant.

### VII.2.3.11 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée [8]

$$F_V \leq V_{Rd} = 0,58 \times \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

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

$$A_v = 142,8 \times 10^2 - 2 \times 300 \times 17,5 + (10 + 2 \times 27) \times 17,5 = 4900 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd} = 0,58 \times \frac{2350 \times 49}{1,1} = 60715,454 daN$$

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{9502 \times 10^3}{(220 \times 2) - 2 \times 16} = 23289,215 daN$$

$$F_V = 23289,215 daN < V_{Rd} = 60715,454 daN$$

L'âme du poteau résiste dans la zone cisillée

### VII.2.4 Assemblage poteau – sablière (HEA 360 – HEA140)

L'assemblage est réalisé avec boulonnage de l'âme de la sablière avec l'âme du poteau par deux cornières.

#### VII.2.4.1 Efforts sollicitant

L'effort sollicitant de l'assemblage poteau – sablière calculé par le logiciel **ROBOT**, sous la combinaison 1.35 G + 1.5N est :  $V_{sd} = 456 daN$

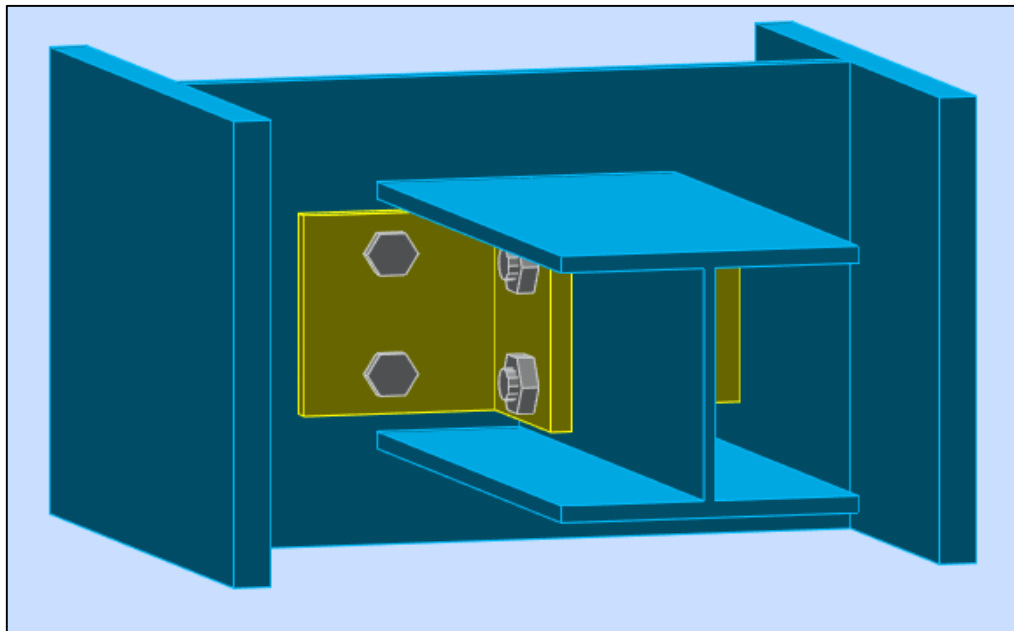


Figure VII.9 : Vue 3D de l'assemblage poteau - sablière.

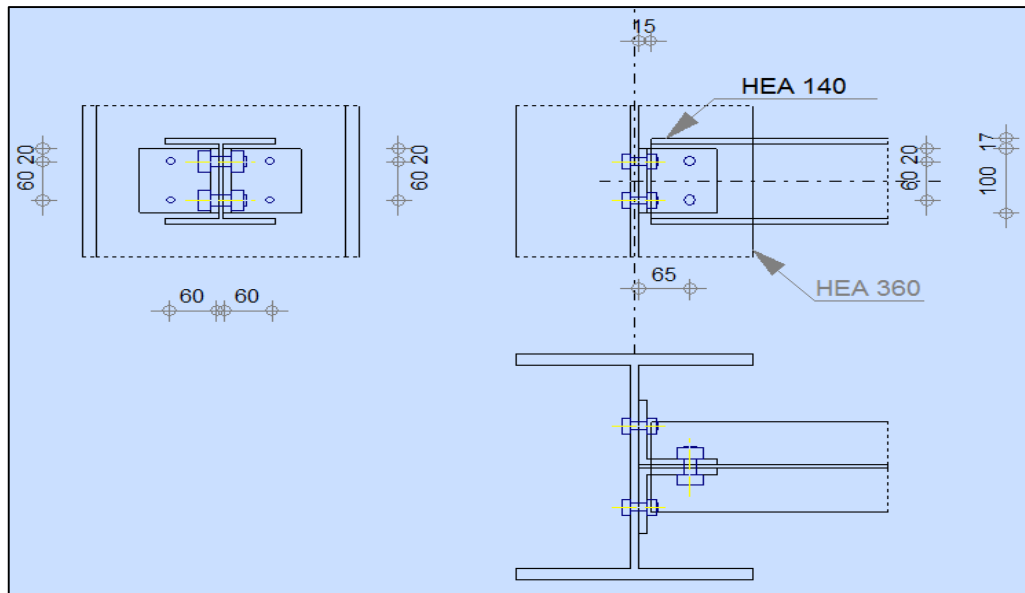


Figure VII.10 : Vue en Plan de l'assemblage poteau - sablière.

### VII.2.4.2 Caractéristique de la cornière

- Pour la cornière on suppose : L 100 × 100 × 10
- La longueur L = 100 mm
- Le diamètre de trou  $d_0 = 13$  mm

### VII.2.4.3 Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons  $\varnothing 12$  classe 4.6 dans les deux côtes de la cornière.

$$t = \min(t_w ; t_{\text{cornière}}) = \min(5,5; 10) = 5,5\text{mm}$$

➤ **Entraxes ( $p_1$ )** ( annexe )

$$2,2 \times d_0 = 2,2 \times 13 = 28,6\text{mm} \leq p_1 \leq 14 \times t = 14 \times 5,5 = 77 \text{ mm}$$

Alors on prend :  $p_1 = 60\text{mm}$ .

➤ **Pinces ( $e_1, e_2$ )**

$$1,2 \times d_0 = 1,2 \times 13 = 15,6\text{mm} \leq e_1 \leq 12 \times t = 12 \times 5,5 = 66\text{mm}$$

Alors on prend  $e_1 = 20\text{mm}$ .

$$1,5 \times d_0 = 1,5 \times 13 = 19,5\text{mm} \leq e_2 \leq 12 \times t = 12 \times 5,5 = 66\text{mm}$$

Alors on prend  $e_2 = 60\text{mm}$

### VII.2.4.4 Vérification au cisaillement

$$V_{t,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,6 \times \frac{84,3 \times 400}{1,25} = 1618,56 \text{ daN} \quad [4]$$

- **Cisaillement par effort tranchant ( $V'_{sd}$ )** [9]

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{456}{4} = 114 \text{ daN}$$

- **Cisaillement par moment ( $V_{m,sd}$ )** [9]

$$V_{m,sd} = \frac{M_{sd}}{p_1} = \frac{V_{sd}/2 \times e_2}{p_1} = \frac{456/2 \times 60}{60} = 228 \text{ daN}$$

- **Cisaillement total ( $V_{t,sd}$ )** [9]

$$V_{t,sd} = \sqrt{V'^2_{sd} + V^2_{m,sd}} = \sqrt{114^2 + 228^2} = 254,911 \text{ daN}$$

$$V_{t,sd} = 254,911 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 1618,56 \text{ daN}$$

L'assemblage poteau-sablère résiste au cisaillement.

### VII.2.4.5 Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{t,sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$V_{t,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{m2}} \quad [9]$$

$$\alpha_b = \min \left[ \left( \frac{e_1}{3 \times d_0} \right); \left( \frac{p_1}{3 \times d_0} - 0,25 \right); \left( \frac{f_{ub}}{f_u} \right); 1 \right]$$

$$\alpha_b = \min \left[ \left( \frac{20}{3 \times 13} = 0,512 \right); \left( \frac{60}{3 \times 13} - 0,25 = 1,288 \right); \left( \frac{400}{360} = 1,11 \right); 1 \right] = 0,512$$

$$k_1 = \min \left[ \left( 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \right); \left( 1,4 \times \frac{p_2}{d_0} \right); 2,5 \right]$$

$$k_1 = \min \left[ \left( 2,8 \times \frac{60}{13} - 1,7 = 11,223 \right); 2,5 \right] = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,512 \times 360 \times 12 \times 5,5}{1,25} = 2433,024 \text{ daN}$$



### VII.2.5.1 Effort sollicitant

L'effort sollicitant sur la liaison de l'assemblage « contreventement en X » le plus défavorable calculé par le logiciel **ROBOT**, sous la combinaison 1.35G+1.5V1 est :

$$N_{sd} = 2238,77 \text{ daN}$$

### VII.2.5.2 Caractéristiques du gousset

- La dimension du gousset :  $600 \times 600 \text{ mm}^2$
- Le diamètre de trou  $d_0 = 13 \text{ mm}$
- On suppose  $t = 10 \text{ mm}$
- 

### VII.2.5.3 Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file de 3 boulons  $\varnothing 12$  classe 4.8 dans chaque côté de la barre.

$$t = \min(t ; t_{\text{gousset}}) = \min(6 ; 10) = 6 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 1 = 12 + 1 = 13 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes ( $p_1$ )** (Annexe)

$$2,2 d_0 = 2,2 \times 13 = 28,6 \leq p_1 \leq 14t = 14 \times 6 = 84 \text{ mm}$$

Alors on prend  $p_1 = 60 \text{ mm}$

➤ **Pinces ( $e_1$ )**

$$1,2 d_0 = 1,2 \times 13 = 15,6 \leq e_1 \leq 12t = 12 \times 6 = 72 \text{ mm}$$

Alors on prend  $e_1 = 40 \text{ mm}$

### VII.2.5.4 Vérification de la pression diamétrale

$$N_{t,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{m2}} \quad [4]$$

$$\alpha_b = \min \left[ \left( \frac{e_1}{3 \times d_0} \right); \left( \frac{p_1}{3 \times d_0} - 0,25 \right); \left( \frac{f_{ub}}{f_u} \right); 1 \right]$$

$$\alpha_b = \min \left[ \left( \frac{40}{3 \times 13} = 1,052 \right); \left( \frac{60}{3 \times 13} - 0,25 = 1,288 \right); \left( \frac{400}{360} = 1,11 \right); 1 \right] = 1$$

$$k_1 = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 10 \times 6}{1,25} = 4320 \text{ daN}$$



$$\frac{N_{t,sd}}{n_b} = \frac{2238,71}{3} = 746,236 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 4320 \text{ daN}$$

L'assemblage stabilité – gousset résiste à la pression diamétrale

### VII.2.5.5 Vérification au cisaillement

$$\frac{N_{sd}}{n} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} \quad [1]$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times \frac{84,3 \times 400}{1,25} = 1348,8 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd}}{6} = \frac{2283,71}{6} = 373,118 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 1348,8 \text{ daN}$$

L'assemblage stabilité – gousset résiste au cisaillement

### VII.2.6 Assemblage de contreventement (L 90×90×10)

Cet assemblage est réalisé à l'aide d'un boulonnage d'un gousset au milieu avec les barres du contreventement qui forment un X

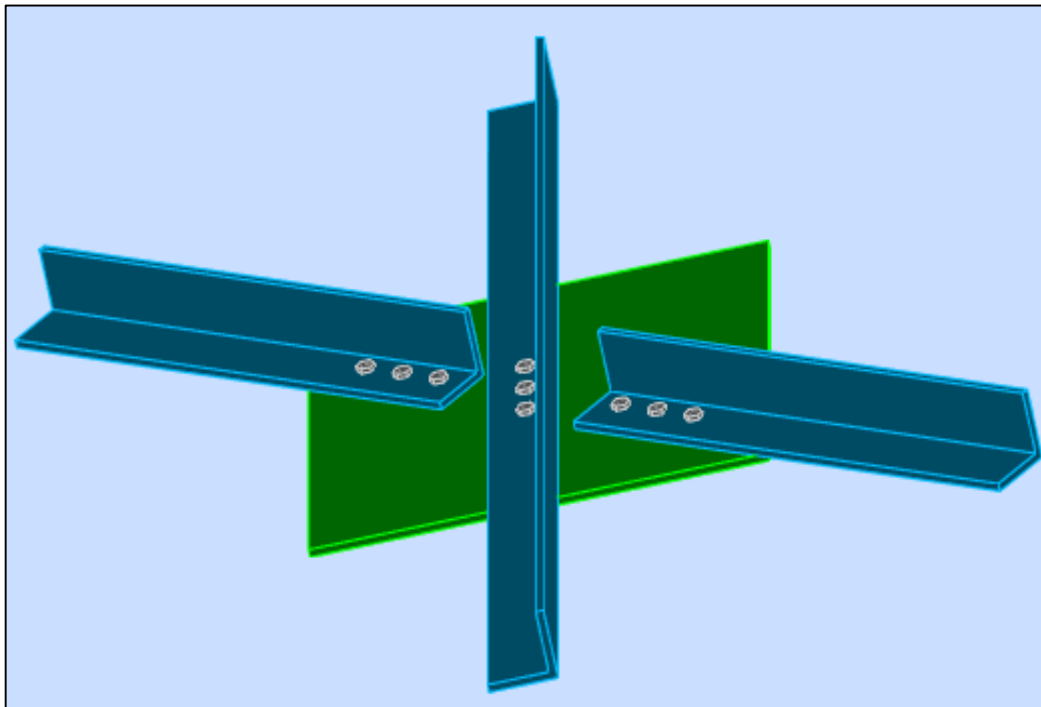


Figure VII.13 : Vue 3D de l'assemblage au milieu de contreventement.

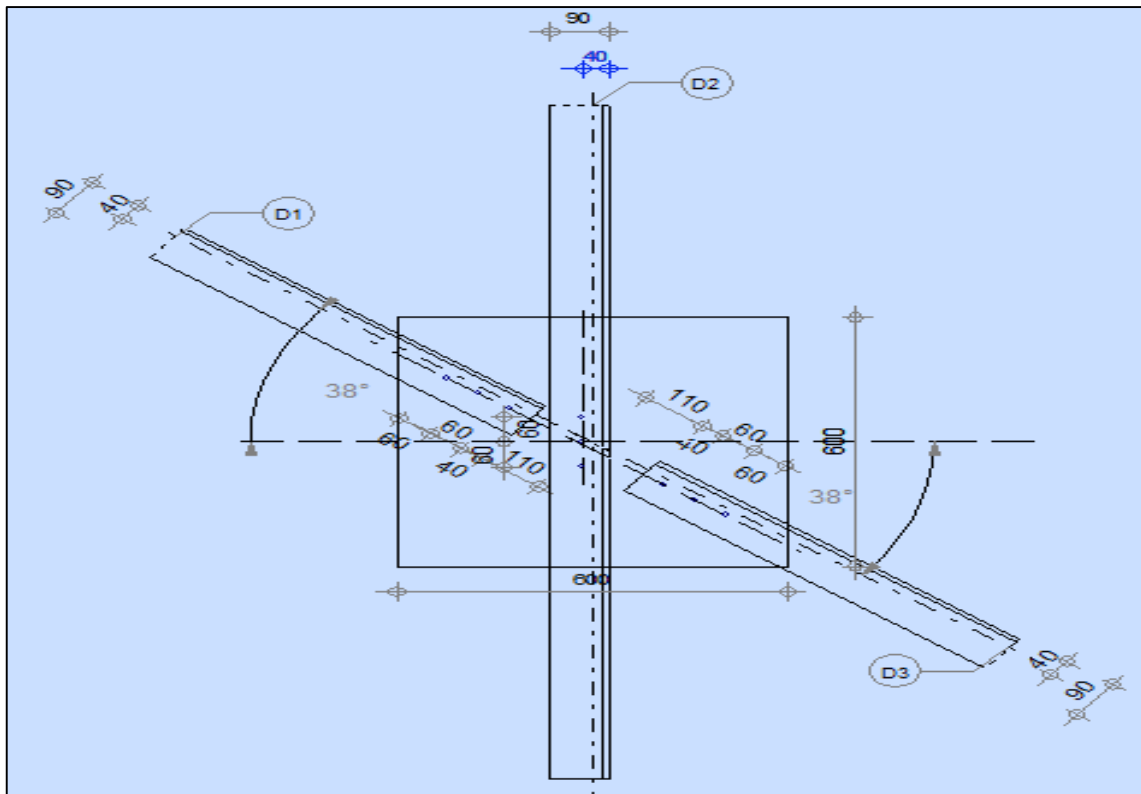


Figure VII.14 : Vue en plan de l'assemblage au milieu de contreventement.

### VII.2.6.1 Effort sollicitant

L'effort sollicitant sur la liaison de l'assemblage « contreventement en X » le plus défavorable calculé par le logiciel **ROBOT**, sous la combinaison 1.35G+1.5N est :

$$N_{sd} = 4008,75 \text{ daN}$$

### VII.2.6.2 Caractéristiques du gousset

- La dimension du gousset :  $600 \times 600 \text{ mm}^2$
- Le diamètre de trou  $d_0 = 13 \text{ mm}$
- On suppose  $t = 10 \text{ mm}$

### VII.2.6.3 Disposition constructive (Annexe)

L'assemblage est réalisé avec une file de 3 boulons  $\varnothing 12$  classe 4.8 dans chaque côté de la barre.

$$t = \min(t ; t_{\text{gousset}}) = \min(10 ; 10) = 10 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 1 = 12 + 1 = 13 \text{ mm}$$

#### ➤ Entraxes ( $p_1$ )

$$2,2 d_0 = 2,2 \times 13 = 28,6 \leq p_1 \leq 14t = 14 \times 10 = 140 \text{ mm}$$

Alors on prend  $p_1 = 60 \text{ mm}$

➤ **Pinces ( $e_1$ )**

$$1,2 d_0 = 1,2 \times 13 = 15,6 \leq e_1 \leq 12t = 12 \times 10 = 120 \text{ mm}$$

Alors on prend  $e_1 = 40 \text{ mm}$

**VII.2.6.4. Vérification de la pression diamétrale**

$$N_{t,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_1 \times \alpha_b \times f_u \times d \times t}{\gamma_{m2}} \quad [4]$$

$$\alpha_b = \min \left[ \left( \frac{e_1}{3 \times d_0} \right); \left( \frac{p_1}{3 \times d_0} - 0,25 \right); \left( \frac{f_{ub}}{f_u} \right); 1 \right]$$

$$\alpha_b = \min \left[ \left( \frac{40}{3 \times 13} = 1,052 \right); \left( \frac{60}{3 \times 13} - 0,25 = 1,288 \right); \left( \frac{400}{360} = 1,11 \right); 1 \right] = 1$$

$$k_1 = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 10 \times 10}{1,25} = 7200 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{t,sd}}{n_b} = \frac{4008,75}{3} = 1336,25 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 7200 \text{ daN}$$

L'assemblage contreventement – gousset résiste à la pression diamétrale

**VII.2.6.5 Vérification au cisaillement**

$$\frac{N_{sd}}{n} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} \quad [4]$$

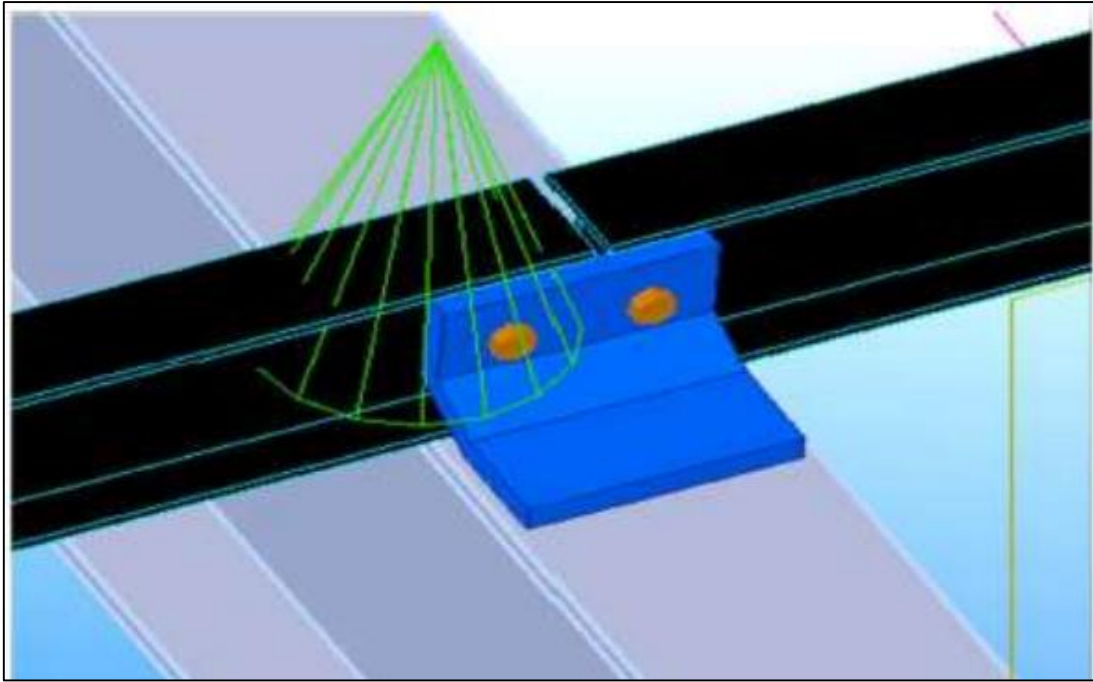
$$F_{v,Rd} = 0,5 \times \frac{84,3 \times 400}{1,25} = 1348,8 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd}}{3} = \frac{4008,75}{3} = 1336,25 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 1348,8 \text{ daN}$$

L'assemblage contreventement – gousset résiste au cisaillement

**VII.2.7 Assemblage d'échantignole**

Pour notre assemblage panne-traverse l'assemblage est réalisé par l'intermédiaire d'une échantignole pour éviter le renversement et le glissement à la pose, l'assemblage est réalisé avec des boulons ordinaires afin d'avoir l'articulation souhaitée.



**Figure VII.15 :** Assemblage de l'échantignolle.

$$R_{z \max} = 910,758 \text{ daN}$$

$$R_{y \max} = 39,379 \text{ daN}$$

Et celui du soulèvement de vent (voir chapitre IV dimensionnement des éléments secondaire, l'échantignolle), dans ce cas y'a risque de cisaillement des deux boulons.

### VII.2.7.1 Calcul de l'effort de cisaillement pour un seul boulon

$$F_{V, sd} = \frac{R_{z \max}}{np} = \frac{910,758}{2} = 455,379 \text{ daN}$$

### VII.2.7.2 Dimensionnement des boulons

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 6.8

$$F_{V, sd} \leq F_{V, Rd} = 0,5 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} \quad [4]$$

$$\Rightarrow \frac{\gamma_{mb} \times F_{V, sd}}{0,5 \times f_{ub}} \leq A_s$$

$$\Rightarrow \frac{1,25 \times 455,379}{0,5 \times 600} \leq A_s$$

$$\Rightarrow 18,974 \text{ mm}^2 \leq A_s$$

On adopte des boulons de type boulons ordinaires  $\varnothing 12$  de classe 6.8.

### VII.2.7.3 Résistance des boulons au cisaillement

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = 0,5 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,5 \times \frac{84,3 \times 600}{1,25} = 2023,2 \text{ daN} \quad [4]$$

$$F_{V,sd} = 455,379 \text{ daN} < F_{V,Rd} = 2023,2 \text{ daN}$$

L'assemblage panne-échantignole résiste au cisaillement

### VII.2.7.4 Résistance des boulons à l'effort combiné traction-cisaillement

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 \times F_{t,Rd}} \leq 1 \quad [4]$$

$$F_{t,sd} = \frac{R_{y\max}}{2} = \frac{39,378}{2} = 19,689 \text{ daN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{R_{z\max}}{np} = \frac{910,758}{2} = 455,379 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times \frac{84,3 \times 600}{1,25} = 3641,76 \text{ daN}$$

$$F_{V,Rd} = 0,5 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,5 \times \frac{84,3 \times 600}{1,25} = 2023,2 \text{ daN}$$

$$\frac{455,379}{2023,2} + \frac{19,689}{1,4 \times 3641,76} \leq 1$$

$$0,225 + 0,0038 = 0,228 < 1$$

L'assemblage panne-échantignole résiste à l'effort combiné traction-cisaillement

## VII.3 Conclusion

Ce chapitre traite l'étude des assemblages entre les différents éléments de la structure pour assurer la stabilité et la sécurité de cette dernière. L'assemblage des éléments principaux comme poteau-traverse et traverse-traverse sont assurés par 2 files de 6 boulons HR8.8 de diamètre 16 mm. Pour les assemblages des éléments secondaires comme poteau-sablière est réalisé avec une file verticale de 2 boulons de diamètre 12 de classe 4.6 dans les deux côtes de la cornière, tandis que celui de la stabilité en croix de St André et contreventement sont assurés par avec une file de 3 boulons de diamètre 12 classe 4.8 dans chaque côté de la barre.

# Chapitre VIII

# Calcul des fondations

## VIII.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont faites pour transmettre toutes les sollicitations de la superstructure au sol, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage car elle assure la stabilité générale de la structure.

Le calcul va se faire au début sur les pieds de poteaux et les pieds de potelets en déterminant toutes les dimensions et paramètres, ensuite l'étude de l'infrastructure qui demande la reconnaissance géologique et géotechnique du terrain, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques du sol.

## VIII.2 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant les critères essentiels à savoir :

- Stabilité totale de la structure.
- Solution économique et facile à réaliser.
- Type de construction.
- Caractéristiques du sol.
- Charges apportée par la structure.

## VIII.3 Caractéristiques géotechniques du sol

D'après le rapport géotechnique la contrainte admissible du sol de site **S3** est :

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 1.86 \text{ bars} \quad (\text{Annexe G – G. 2})$$

La profondeur d'ancrage : **D = 1.8 m**

## VIII.4 Pieds de poteaux

### VIII.4.1 Introduction

Les portiques de notre structure possèdent des pieds de poteaux encastés, ce type de liaison est nécessaire dans le cas d'un pont roulant. Pour ce qui concerne la norme Algérienne « **CCM97** » il évoque dans son paragraphe **6.9.3** que les principes de calcul des pieds de poteau articulés. Ce règlement nous oriente vers d'autres règles à condition qu'elles soient en accord avec les mêmes principes, qui conduisent au moins au même niveau de sécurité. Pour cela nous allons utiliser l'Euro-code **3** partie **1-8** calcul des assemblages [5]. Dans ce cas, le poteau est sollicité en pied par un effort axial et un moment de flexion.

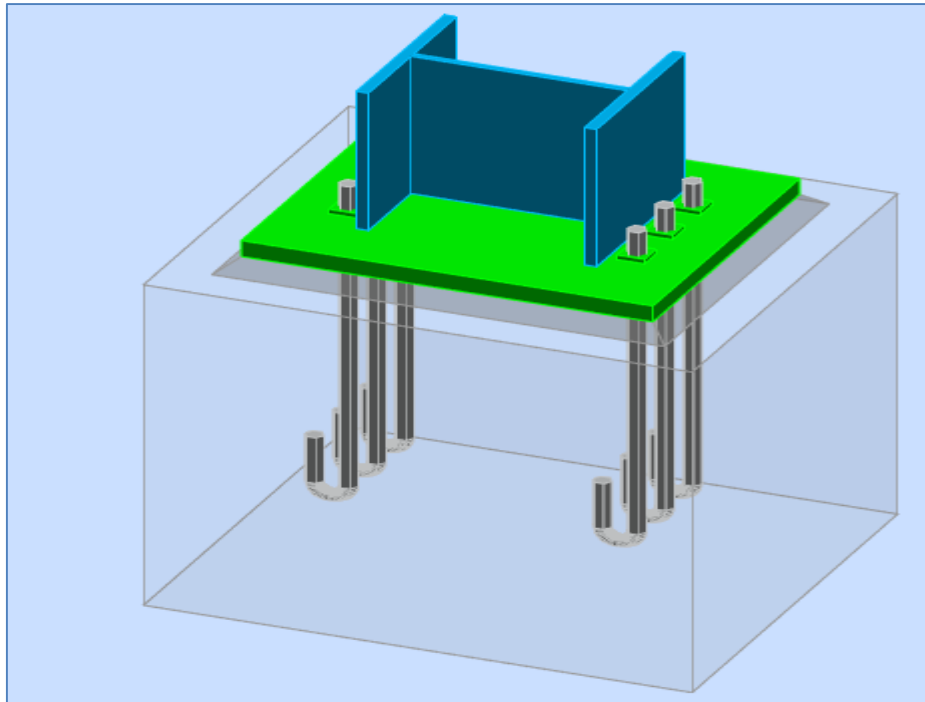


Figure VIII.1 : Vue 3D de l'assemblage pied de poteaux.

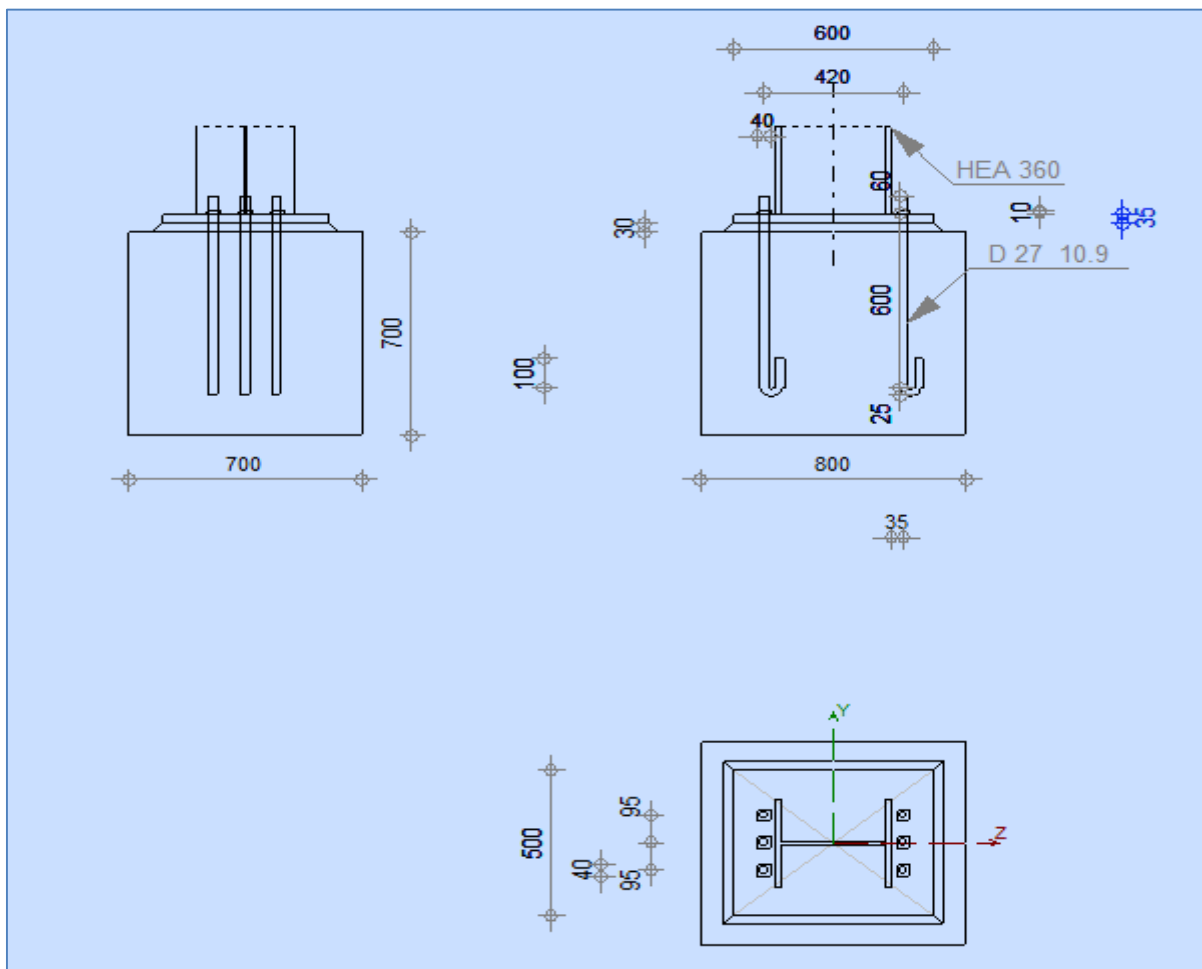


Figure VIII.2 : Assemblage de pied de poteau rigide obtenu par logiciel **ROBOT**.



### VIII.4.2 Efforts et sollicitations

D'après le Logiciel Autodesk **ROBOT**, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est : **1,35. G + 1,5. V<sub>2</sub>** :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = -3114,69 \text{ daN (Charge axial de compression)} \\ V_{sd} = 2087,33 \text{ daN (Effort tranchant)} \\ M_{sd} = 9800 \text{ daN.m (Moment de flexion)} \end{array} \right.$$

### VIII.4.3 Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement

$$f_j = \beta_j \times \alpha \times f_{cd} \quad [5].$$

La valeur du coefficient du matériau de scellement :  $\beta_j = \frac{2}{3}$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, On prend :  $\alpha = 1,5$  [5]

Resistance du béton à la compression :

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c}$$

Fondation en béton de classe **C25/30** :  $f_{ck} = 25$  MPa

$$\gamma_c = 1,5 \quad \text{et} \quad \alpha_{cc} = 1$$

$$\rightarrow f_{cd} = \frac{1 \times 25}{1,5} = 16,667 \text{ MPa}$$

D'où :

$$f_j = \beta_j \times \alpha \times f_{cd} = \frac{2}{3} \times 1,5 \times 16,667 = 16,667 \text{ MPa}$$

#### VIII.4.3.1 Estimation de l'aire de la plaque d'assise

$$A_{c0} = \max \left[ \frac{1}{h \times b} \times \left( \frac{N_{j,sd}}{f_j} \right)^2 ; \frac{N_{j,sd}}{f_j} \right] = \max \left[ \frac{1}{350 \times 300} \times \left( \frac{31146,9}{16,667} \right)^2 ; \frac{31146,9}{16,667} \right]$$

$$A_{c0} = \max (33,26 ; 1868,776) = 1868,776 \text{ mm}^2$$

#### VIII.4.3.2 Choix du type de la plaque d'assise

$$A_{c0} = 1868,776 \text{ mm}^2 < 0,95 \times h \times b = 0,95 \times 350 \times 300 = 99750 \text{ mm}^2$$

→ Adopter une plaque d'assise à projection courte.



**Pinces ( $e_1$  ;  $e_2$ )**

1,2.  $d_0 \leq e_1 \leq 8.t \rightarrow 1,2 \times 30 = 36 \text{ mm} \leq e_1 \leq 8 \times 35 = 280 \text{ mm}$  Alors on prend :  $e_1 = 90 \text{ mm}$ .

1,2.  $d_0 \leq e_2 \leq 8.t \rightarrow 1,2 \times 30 = 36 \text{ mm} \leq e_2 \leq 8 \times 35 = 280 \text{ mm}$  Alors on prend :  $e_2 = 155 \text{ mm}$ .

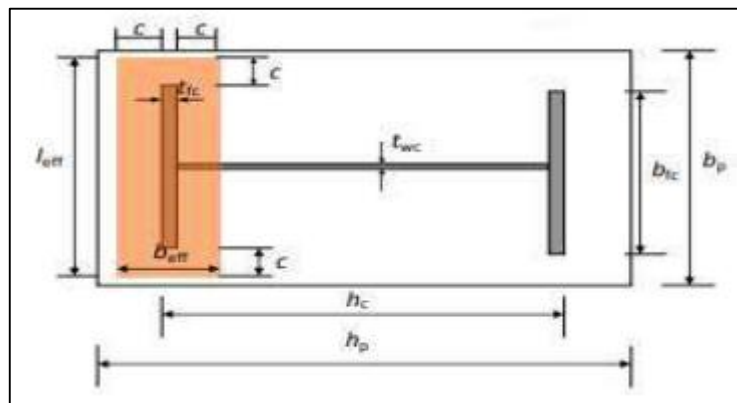
➤ **Dimensionnement des tiges d'ancrage**

L'ancrage est réalisé par 6 tiges

On prend :  $\phi = 27 \text{ mm}$

### VIII.4.4 Vérification de la résistance en compression d'un tronçon en T de semelle

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \times b_{eff} \times l_{eff} \quad [5]$$



**Figure VIII.4 :** Illustration de la partie comprimée du pied de poteau.

Avec :

$$l_{eff} = \min (b_p ; b_{fc} + 2 \times c) = \min (500 ; 300 + 2 \times 72,34) = \min (500 ; 444,68) = 444,68 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = \min \left( c ; \frac{h_c}{2} - t_{fc} \right) + t_{fc} + \min \left( c ; \frac{h_p - h_c}{2} \right)$$

$$\rightarrow b_{eff} = \min \left( 72,34 ; \frac{350}{2} - 17,5 \right) + 17,5 + \min \left( 72,34 ; \frac{600 - 350}{2} \right)$$

$$\rightarrow b_{eff} = \min (72,34 ; 157,5) + 17,5 + \min (72,34 ; 125)$$

$$\rightarrow b_{eff} = 72,34 + 17,5 + 72,34 = 162,18 \text{ mm}$$

D'où :

$$N_{sd} = 3114,69 \text{ daN} < F_{c,Rd} = 16,667 \times 162,18 \times 444,68 = 120199,407 \text{ daN}$$

**Donc :** la résistance en compression d'un tronçon en T de semelle est vérifiée.

### VIII.4.5 La résistance d'un tige d'ancrage à la traction

La résistance de calcul des boulons d'ancrage  $F_{t, Rd, anchor}$  égale à la plus petite des valeurs de la résistance de calcul à la traction du boulon d'ancrage  $F_{t, Rd}$  et de la résistance de calcul de l'adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage  $F_{t, bond, Rd}$ .

$$F_{t, Rd, anchor} = \min (F_{t, bond, Rd} ; F_{t, Rd})$$

Où :

- $F_{t, bond, Rd}$  : Résistance de l'adhérence de la tige avec le béton :

$$F_{t, bond, Rd} = \frac{\pi \times d \times l_b \times f_{bd}}{\alpha}$$

On a :  $d = 27 \text{ mm} \leq 32 \text{ mm}$

$$f_{bd} = \frac{0,36 \times \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36 \times \sqrt{25}}{1,5} = 1,2 \text{ MPa}$$

- ✓  $d$  : Diamètre de la tige :  $d = 27 \text{ mm}$
- ✓  $l_b$  : L'encrage dans le béton :  $l_b = 600 \text{ mm}$
- ✓  $f_{ck}$  : résistance du béton :  $f_{ck} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- ✓  $\alpha$  : Facteur tenant en compte la forme de la tige : crochet  $\rightarrow \alpha = 0.7$

$$\rightarrow F_{t, bond, Rd} = \frac{3,14 \times 27 \times 600 \times 1,2}{0,7} = 8720,228 \text{ daN}$$

- $F_{t, Rd}$  : Résistance de la tige à la traction :

$$F_{t, Rd} = 0,9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{Y_{Mb}} = 0,9 \times \frac{459 \times 1000}{1,25} = 33048 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow F_{t, Rd, anchor} = \min (8720,228 ; 33048) = 8720,228 \text{ daN}$$

### VIII.4.6 Vérification de la présence d'un effet de levier

#### VIII.4.6.1 Calcul de la longueur efficace du tronçon en T ( $L_{eff}$ ) [5]

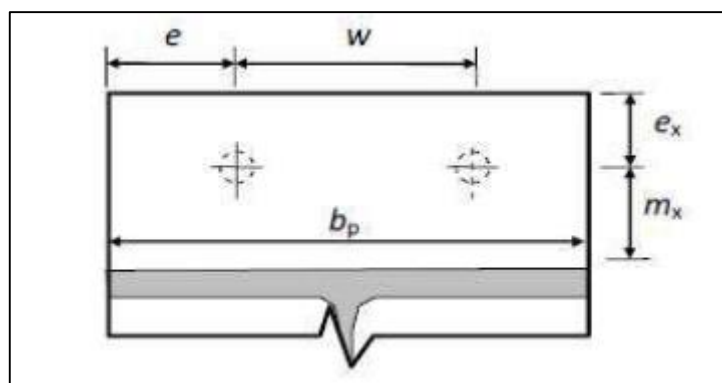


Figure VIII.5 : Disposition constrictive.

$w = 95 \text{ mm}$  ;  $e = 155 \text{ mm}$  ;  $e_x = 90 \text{ mm}$  ;  $m_x = 35 \text{ mm}$

➤ Mécanisme circulaire :

$$L_{\text{eff, cp}} = \min \begin{cases} 2.\pi.m_x = 2 \times 3,14 \times 35 = 219,8 \text{ mm} \\ \pi.m_x + w = 3,14 \times 35 + 95 = 204,9 \text{ mm} \\ \pi.m_x + 2.e = 3,14 \times 35 + 2 \times 155 = 419,9 \text{ mm} \end{cases}$$

→  $L_{\text{eff, cp}} = 204,9 \text{ mm}$

➤ Mécanisme non circulaire :

$$l_{\text{eff, nc}} = \min \begin{cases} 4.m_x + 1,25.e_x = 4 \times 35 + 1,25 \times 90 = 252,5 \text{ mm} \\ 2.m_x + 0,625.e_x + w/2 = 2 \times 35 + 0,625 \times 90 + 95/2 = 173,75 \text{ mm} \\ 2.m_x + 0,625.e_x + e = 2 \times 35 + 0,625 \times 90 + 155 = 281,25 \text{ mm} \\ b_p/2 = 500/2 = 250 \text{ mm} \end{cases}$$

→  $l_{\text{eff, nc}} = 173,75 \text{ mm}$

#### VIII.4.6.2 Résistance de la partie tendue de l'assemblage

➤ Vérification de la présence de l'effet de levier :  $L_b > L_b^*$

$L_b$  : longueur d'allongement du boulon d'ancrage : [5]

$$L_b = 8 \times d + e_m + t_p + t_{wa} + 0,5 \times k$$

$t_{wa}$  : épaisseur de la rondelle :  $t_{wa} = 5 \text{ mm}$

$k$  : épaisseur de l'écrou :  $k = 0,8.d = 0,8 \times 27 = 21,6 \text{ mm}$

$e_m$  : épaisseur de mortier de calage :  $e_m = 30 \text{ mm}$

→  $L_b = 8 \times d + e_m + t_p + t_{wa} + 0,5 \times k = 8 \times 27 + 30 + 35 + 5 + 0,5 \times 21,6 = 296,6 \text{ mm}$

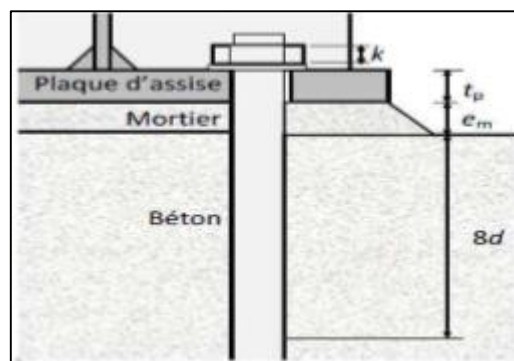


Figure VIII.6 : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage.

$L_b^*$  : Longueur limite d'allongement du boulon d'ancrage :

$$L_b^* = \frac{8,8 \times m^3 \times A_s}{l_{eff,1} \times t_p^3} = \frac{8,8 \times 35^3 \times 459}{173,75 \times 35^3} = 23,247 \text{ mm} < L_b = 296,6 \text{ mm}$$

Avec :  $L_{eff,1} = \min (l_{eff, cp} ; l_{eff, nc}) = \min (23,247 ; 173,75) = 173,75 \text{ mm}$

**Donc** : l'effet de levier ne peut pas être développé et les modes de ruine **1-2** ; et **3** peuvent être considérés. (**Annexe G- G.5**)

#### VIII.4.7 Calcul de la résistance de l'assemblage à la traction

##### ➤ Résistance à la flexion de la plaque d'assise (par unité de longueur)

$$m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 \times f_{yp}}{4 \times Y_{M0}} = \frac{35^2 \times 235}{4 \times 1,1} = 6542,613 \text{ daN}$$

La résistance finale de l'assemblage d'un tronçon en **T** équivalent tendu pris égale à la valeur de résistance la plus petite des modes de ruine. **[5]**

$$F_{t, Rd} = \min (F_{t, Rd,1-2} ; F_{t, Rd,3} )$$

##### ➤ Mode 1-2

$$F_{t, Rd,1-2} = \frac{2 \times M_{pl,1,Rd}}{m_x}$$

Avec :  $M_{pl,1,Rd} = m_{pl,Rd} \times l_{eff,1} = 6542,613 \times 173,75 \times 10^{-3} = 1136,779 \text{ daN.m}$

$$L_{eff,1} = \min (l_{eff, cp} ; l_{eff, nc}) = \min (204,9 ; 173,75) = 173,75 \text{ mm}$$

D'où :

$$F_{t, Rd,1-2} = \frac{2 \times 1136,779}{35 \times 10^{-3}} = 64958,8 \text{ daN}$$

##### ➤ Mode 3

$$F_{t, Rd,3} = 2 \times F_{t, Rd, anchor} = 2 \times 8720,228 = 17440,456 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow F_{t, Rd} = \min (64958,8 ; 17440,456 ) = 17440,456 \text{ daN}$$

### VIII.4.8 Vérification de la résistance à la flexion de pied de poteau encastré en présence de l'effort axial

#### VIII.4.8.1 Calcul de l'excentricité « e »

La résistance à la flexion dépend de l'excentricité :

$$e_N = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{9800}{-3114,69} = -3,146 \text{ m} = -3146 \text{ mm} < -Z_c = -\left(\frac{350}{2} - \frac{17,5}{2}\right) = -166,25 \text{ mm}$$

→ moment de flexion dominante.

La résistance est atteinte dans l'une de ces parties :

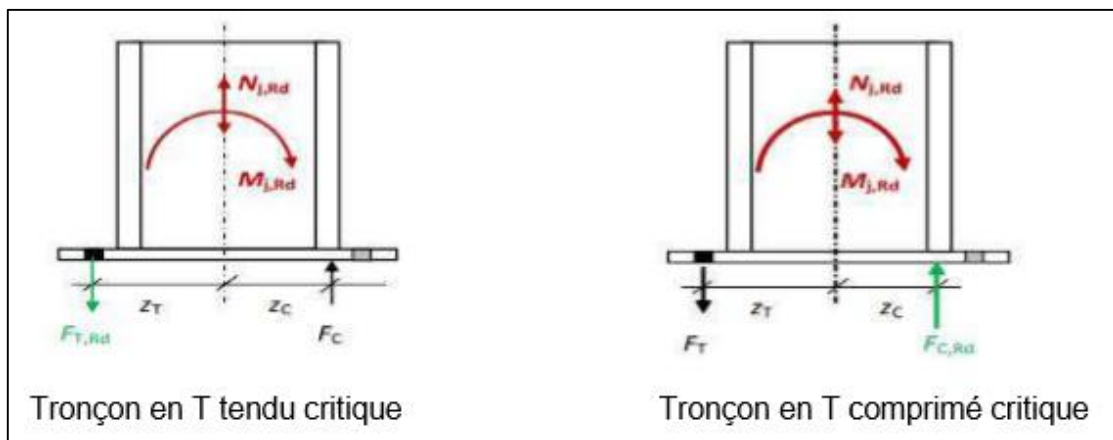


Figure VIII.7 : Illustration moment + effort normale.

#### VIII.4.8.2 Détermination de bras de levier Z [5]

a)  $Z = 2 \cdot Z_c = 2 \times 166,25 = 332,5 \text{ mm}$  ; Avec :  $Z_c = \frac{350}{2} - \frac{17,5}{2} = 166,25 \text{ mm}$

b)  $Z = 2 \cdot Z_t = 2 \times 210 = 420 \text{ mm}$  ; Avec :  $Z_t = 420/2 = 210 \text{ mm}$

c)  $Z = Z_c + Z_t = 166,25 + 210 = 376,25 \text{ mm}$

On a :  $N_{sd} = -3114,69 \text{ daN} \leq 0$  et  $e_N = -3146 \text{ mm} < -Z_c = -166,25 \text{ mm}$

{ Côté gauche comprimé  
Côté droit tendu

⇒  $Z = Z_c + Z_t = 166,25 + 210 = 376,25 \text{ mm}$

Moment de flexion dominant :

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = \min \left( \frac{-F_{C,Rd} \times Z}{\frac{Z_T}{e_N} - 1} ; \frac{F_{T,Rd} \times Z}{\frac{Z_C}{e_N} + 1} \right) \quad [5]$$

$$Z = Z_T + Z_c = \frac{420}{2} + \left( \frac{350}{2} - \frac{17,5}{2} \right) = 376,25 \text{ mm (Bras de levier)}$$

$$\Rightarrow M_{Rd} = \min \left( \frac{-120199,407 \times 376,25}{\frac{210}{-3146} - 1} ; \frac{17440,456 \times 376,25}{\frac{166,25}{-3146} + 1} \right)$$

$$\Rightarrow M_{Rd} = \min (42395093,74; 6928085,43) = 6928085,43 \text{ daN.m}$$

D'où :

$$M_{sd} = 9800 \text{ daN.m} < M_{Rd} = 6928085,43 \text{ daN.m}$$

**Donc** : le pied de poteau encastré résiste à la flexion en présence de l'effort axial.

### VIII.4.9 Résistance au cisaillement de l'assemblage

#### VIII.4.9.1 Résistance de calcul au frottement

$$F_{v, Rd} = F_{f, Rd} + n_b \times F_{vb, Rd} \quad [5]$$

Résistance par frottement en présence d'un effort axial de compression :

$$F_{f, Rd} = 0,2 \cdot N_{sd} = 0,2 \times 3114,69 = 622,938 \text{ daN}$$

Pour **6 tiges M27** d'ancrage de classe **10.9** : le choix est justifié avec le logiciel **ROBOT**.

Boulon	d (mm)	d <sub>0</sub> (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	f <sub>yb</sub> (MPa)	f <sub>ub</sub> (MPa)
M27	27	30	572	459	900	1000

**Tableau VIII.1** : Caractéristique de boulon M27.

#### VIII.4.9.2 Résistance au cisaillement d'un boulon d'ancrage

$$F_{v, sd} < F_{vb, Rd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \quad [5]$$

$$\alpha_{bc} = 0,44 - 0,0003 \times f_{yb} = 0,44 - 0,0003 \times 900 = 0,17$$

$n_b = 6$  (6 tiges d'ancrage)

$$\rightarrow F_{vb, Rd} = \frac{0,17 \times 1000 \times 459}{1,25} = 6242,4 \text{ daN}$$

D'où :

$$F_{v, sd} = 2087,33 \text{ daN} < F_{v, Rd} = 622,938 + 6 \times 6242,4 = 38077,338 \text{ daN}$$

**Donc** : le boulon d'ancrage résiste au cisaillement.



### VIII.4.10 Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd} = \frac{k_1 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$n = 6$  (6 tiges d'ancrage) ;  $d = 27$  mm ;  $d_0 = d + 3 = 27 \times 3 = 30$  mm ;  $t = t_p = 35$  mm

$$\text{Avec : } \alpha = \min \left( \frac{e_1}{3 \cdot d_0} ; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = \min \left( \frac{90}{3 \times 30} ; \frac{420}{3 \times 30} - \frac{1}{4} ; \frac{1000}{360} ; 1 \right)$$

$$\rightarrow \alpha = \min (1 ; 4,416 ; 2,777 ; 1) = 1$$

$$k_1 = \min \left( 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 1,4 \times \frac{p_2}{d_0} ; 2,5 \right) = \min \left( 2,8 \times \frac{155}{30} - 1,7 ; 1,4 \times \frac{95}{30} ; 2,5 \right)$$

$$\rightarrow k_1 = \min (12,766 ; 4,433 ; 2,5) = 2,5$$

$$\Rightarrow F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 27 \times 35}{1,25} = 68040 \text{ daN}$$

D'où :

$$\frac{V_{sd}}{n} = \frac{2087,33}{6} = 347,888 \text{ daN} \leq F_{b,Rd} = 68040 \text{ daN}$$

**Donc :** l'assemblage vérifiée à la pression diamétrale.

### VIII.4.11 Soudure de la platine

#### VIII.4.11.1 Cordon de soudure

On choisit le cordon de soudure platine-poteau à l'aide de l'abaque de pré-dimensionnement de la gorge.

- |   |  |
|---|--|
| { | Poteau en profilé <b>HEA 360</b> .       |
|   | Epaisseur de la platine : $e_p = 35$ mm. |

➤ Soudure de la semelle de poteau sur la platine ( $a_f$ ) :

Epaisseur la plus mince entre la semelle et la platine :

$$t_{\min} = \min (t_f ; t_p) = \min (17,5 ; 35) = 17,5 \text{ mm}$$

$4,5 \text{ mm} \leq a_f \leq 11,5 \text{ mm} \rightarrow$  par projection on choisit le cordon de soudure :  $a_f = 10$  mm

➤ Soudure de l'âme de poteau sur la platine ( $a_w$ ) :

Epaisseur la plus mince entre l'âme et la platine :

$$t_{\min} = \min (t_w ; t_p) = \min (10 ; 35) = 10 \text{ mm}$$

$2,8 \text{ mm} \leq a_w \leq 7 \text{ mm} \rightarrow$  par projection on choisit le cordon de soudure :  $a_w = 6 \text{ mm}$

### VIII.4.11.2 Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement

$$F_{v, Sd} < F_{v, Rd} = \frac{a_w \times \Sigma l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec :

$$\beta_w = 0,8 ; \gamma_{mw} = 1,25 ; a_w = 6 \text{ mm}$$

La longueur totale des cordons de soudure dans le sens de cisaillement :

$$\Sigma l = 2 \times (h - 2.t_f - 2.r) = 2 \times (350 - 2 \times 17,5 - 2 \times 27) = 522 \text{ mm}$$

$$\rightarrow F_{v, Rd} = \frac{6 \times 522 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 65097,397 \text{ daN}$$

D'où :

$$V_{sd} = 2087,33 \text{ daN} < F_{v, Rd} = 65097,397 \text{ daN}$$

**Donc :** la soudure de l'âme résiste au cisaillement.

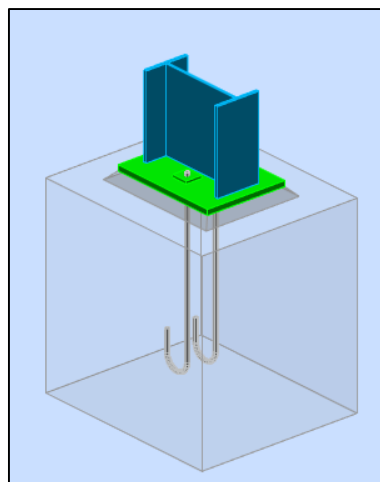
## VIII.5 Calcul des pieds de potelets

### VIII.5.1 Introduction

Il suffit de calculer la base uniquement pour le potelet le plus sollicité et d'adopter la même base pour tous les autres potelets.

Le potelet travaille en compression simple sous le poids propre.

Les pieds de potelets sont articulés.



**Figure VIII.8 :** Vue 3D d'assemblage pied de potelet.

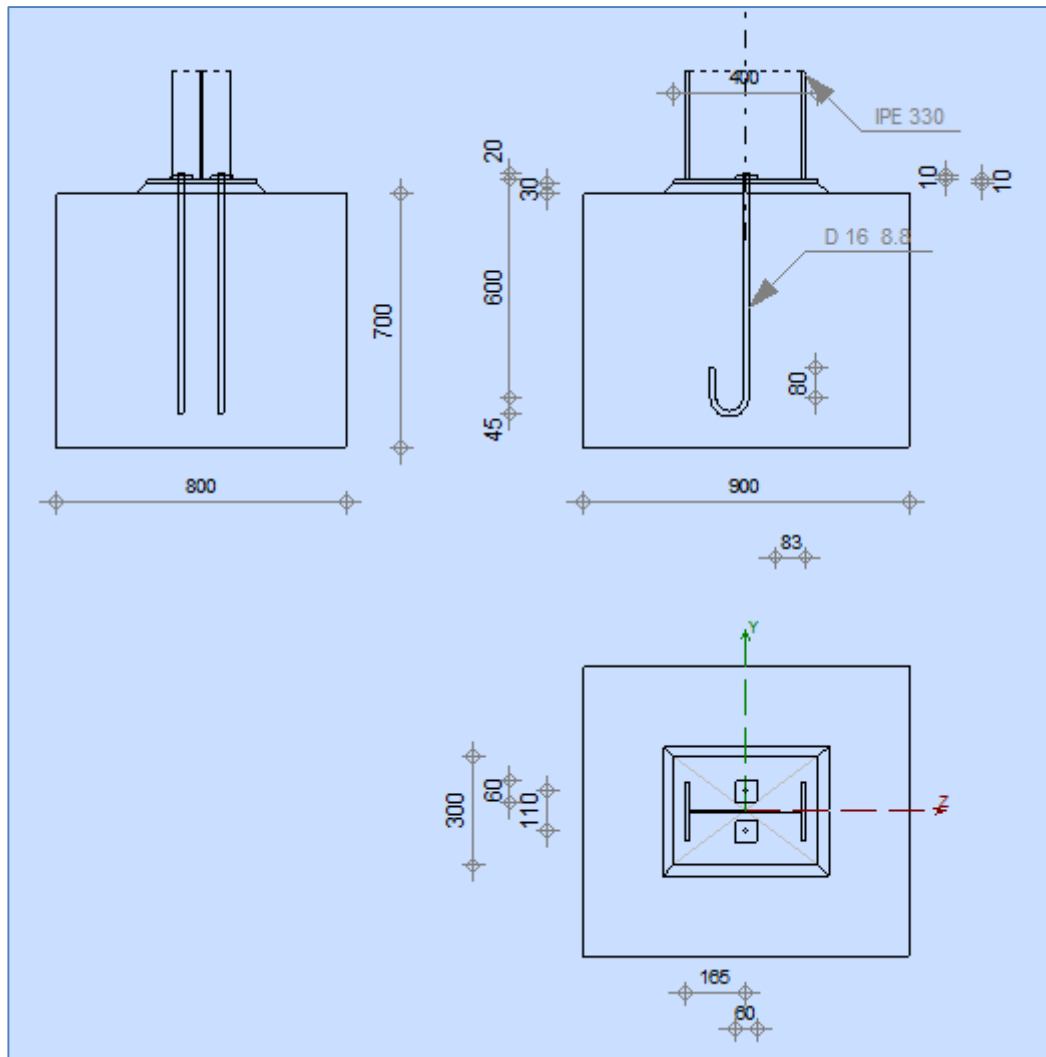


Figure VIII.9 : Assemblage de pied de potelet rigide obtenu par logiciel **ROBOT**.

D'après le Logiciel Autodesk **ROBOT**, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est : **1,35. G + 1,5. V<sub>2</sub>** :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = 950,12 \text{ daN} \\ V_{sd} = - 1277,02 \text{ daN} \end{array} \right.$$

### VIII.5.2 Résistance du matériau de scellement

$$f_j = \beta_j \times \alpha \times f_{cd}$$

La valeur du coefficient du matériau de scellement :  $\beta_j = \frac{2}{3}$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, On prend :  $\alpha = 1,5$

$$\rightarrow f_j = \beta_j \times \alpha \times f_{cd} = \frac{2}{3} \times 1,5 \times 16,667 = 16,667 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,667 \text{ MPa} \quad (f_{ck} = f_{c28} = 25 \text{ MPa})$$

### VIII.5.2.1 Estimation de l'aire de la plaque d'assise

$$A_{C0} = \max \left[ \frac{1}{h \times b} \times \left( \frac{N_{j,sd}}{f_j} \right)^2 ; \frac{N_{j,sd}}{f_j} \right] = \max \left[ \frac{1}{330 \times 160} \times \left( \frac{9501,2}{16,667} \right)^2 ; \frac{9501,2}{16,667} \right]$$

$$A_{C0} = \max (6,154 ; 570,06) = 570,06 \text{ mm}^2$$

### VIII.5.2.2 Choix du type de la plaque d'assise

$$A_{C0} = 570,06 \text{ mm}^2 < 0,95 \times h \times b = 0,95 \times 330 \times 160 = 50160 \text{ mm}^2$$

→ Adopter une plaque d'assise à projection courte.

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise à projection courte sont choisies comme suite :

h : la hauteur de la section IPE 330 ⇒ h = 330 mm

b : la base de la section IPE 330 ⇒ b = 160 mm

$$\begin{cases} h_p \geq h_{fc} + 2 \times t_f = 330 + 2 \times 11,5 = 353 \text{ mm} \\ b_p \geq b_{fc} + 2 \times t_f = 160 + 2 \times 11,5 = 183 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} h_p = 400 \text{ mm} \\ b_p = 300 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } A_{C0} = h_p \times b_p = 400 \times 300 = 120000 \text{ mm}^2 \geq 570,06 \text{ mm}^2$$

**Donc** : les dimensions de notre plaque d'assise sont : 300 mm × 400 mm.

### VIII.5.2.3 Détermination de la largeur d'appui additionnelle

En posant : t = 10 mm comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$c = t \times \sqrt{\frac{f_y}{3 \times f_{jd} \times \gamma_{M0}}} = 10 \times \sqrt{\frac{235}{3 \times 16,667 \times 1,1}} = 20,67 \text{ mm}$$

$$c = 20,67 \text{ mm} \leq (h - 2 \times t_f) / 2 = (330 - 2 \times 11,5) / 2 = 153,5 \text{ mm}$$

**Donc** : il n'y a pas de recouvrement des ails en compression pour les tronçons des deux semelles.

✓ **Entraxes** : P = 110 mm

✓ **Pinces** : e = 95 mm

### VIII.5.3 Dimensionnement des tiges d'ancrage

L'ancrage est réalisé par **2 tiges**

On prend :  $\phi = 16 \text{ mm}$

### VIII.5.4 Vérification de la résistance des tiges d'ancrage à la traction

$$F_{t, Rd, anchor} = \min (F_{t, bond, Rd} ; F_{t, Rd})$$

Où :

- $F_{t, bond, Rd}$  : Résistance de l'adhérence de la tige avec le béton :

$$F_{t, bond, Rd} = \frac{\pi \times d \times l_b \times f_{bd}}{\alpha}$$

On a :  $d \leq 32 \text{ mm}$

$$f_{bd} = \frac{0,36 \times \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36 \times \sqrt{25}}{1,5} = 1,2 \text{ MPa}$$

- ✓  $d$  : Diamètre de la tige :  $d = 16 \text{ mm}$
- ✓  $l_b$  : L'encrage dans le béton :  $l_b = 600 \text{ mm}$
- ✓  $f_{ck}$  : résistance du béton :  $f_{ck} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- ✓  $\alpha$  : Facteur tenant en compte la forme de la tige : crochet  $\rightarrow \alpha = 0.7$

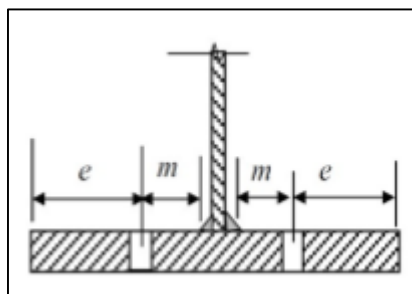
$$\rightarrow F_{t, bond, Rd} = \frac{3,14 \times 16 \times 600 \times 1,2}{0,7} = 5167,542 \text{ daN}$$

- $F_{t, Rd}$  : Résistance de la tige à la traction :

$$F_{t, Rd} = 0,9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 0,9 \times \frac{157 \times 800}{1,25} = 9043,2 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow F_{t, Rd, anchor} = \min (5167,542 ; 9043,2) = 5167,542 \text{ daN}$$

### VIII.5.5 Longueurs participantes du tronçon en T équivalent tendu



**Figure VIII.10** : Paramètres géométriques pour le tronçon en T équivalent tendu.

La longueur participante du tronçon en T est la suivante :

➤ Mécanisme circulaire :  $l_{\text{eff, cp}} = 2 \cdot \pi \cdot m$

➤ Mécanisme non circulaire :  $l_{\text{eff, nc}} = 4 \cdot m + 1.25 \cdot e$

$$t_w = 7,5 \text{ mm} \rightarrow a_{\text{min}} = 2,4 \text{ mm} < t_w < a_{\text{max}} = 5,2 \text{ mm}$$

$$t_f = 11,5 \text{ mm} \rightarrow a_{\text{min}} = 2,8 \text{ mm} < t_f < a_{\text{max}} = 7,7 \text{ mm}$$

Par projection on choisit le cordon de soudure :  $a_w = 5 \text{ mm}$  et  $a_f = 8 \text{ mm}$

$$m = \frac{P}{2} - \frac{t_w}{2} - 0,8 \times \sqrt{2} \times a_w = \frac{110}{2} - \frac{7,5}{2} - 0,8 \times \sqrt{2} \times 5 = 45,593 \text{ mm}$$

$$l_{\text{eff, cp}} = 2 \times 3,14 \times 45,593 = 286,324 \text{ mm}$$

$$l_{\text{eff, nc}} = 4 \times 45,593 + 1.25 \times 95 = 301,122 \text{ mm}$$

### VIII.5.5.1 Présence d'un effet de levier ?

$$L_b > L_b^*$$

$$L_b = 8 \times d + e_m + t_p + t_{wa} + 0,5 \times k = 8 \times 16 + 30 + 10 + 5 + 0,5 \times 12,8 = 179,4 \text{ mm}$$

$$\text{Avec : } k = 0,8 \times d = 0,8 \times 16 = 12,8 \text{ mm}$$

$$L_b^* = \frac{8,8 \times m^3 \times A_s}{l_{\text{eff},1} \times t_p^3} = \frac{8,8 \times 45,593^3 \times 157}{286,324 \times 10^3} = 457,318 \text{ mm} > L_b = 179,4 \text{ mm}$$

$$\text{Avec : } L_{\text{eff},1} = \min(l_{\text{eff, cp}} ; l_{\text{eff, nc}}) = \min(286,324 ; 301,122) = 286,324 \text{ mm}$$

**Donc** : l'effet de levier se développe et les modes de ruine **1** ; **2** ; **3** et **4** peuvent être considérés (**Annexe G- G.5**) :

$$F_{t, Rd} = \min(F_{t, Rd,1} ; F_{t, Rd,2} ; F_{t, Rd,3} ; F_{t, Rd,4})$$

➤ **Mode 1**

$$F_{t, Rd,1} = \frac{4 \times M_{pl,1,Rd}}{m}$$

Avec :

$$M_{pl,1,Rd} = m_{pl,Rd} \times l_{\text{eff},1} = 534,09 \times 286,324 \times 10^{-3} = 152,922 \text{ daN.m}$$

$$m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 \times f_{yp}}{4 \times Y_{M0}} = \frac{10^2 \times 235}{4 \times 1,1} = 534,09 \text{ daN}$$

$$L_{\text{eff},1} = \min(l_{\text{eff, cp}} ; l_{\text{eff, nc}}) = \min(286,324 ; 301,122) = 286,324 \text{ mm}$$

D'où :

$$F_{t,Rd,1} = \frac{4 \times 152,922}{45,593 \times 10^{-3}} = 13416,27 \text{ daN}$$

➤ **Mode 2**

$$F_{t,Rd,2} = \frac{4 \times M_{pl,2,Rd}}{m+n} + \frac{2 \times n \times F_{t,Rd,anchor}}{m+n}$$

Avec :  $n = \min(e ; 1,25 \times m) = \min(95 ; 1,25 \times 45,593) = \min(95 ; 56,991) = 56,991 \text{ mm}$

$$M_{pl,2,Rd} = m_{pl,Rd} \times l_{eff,2} = 534,09 \times 301,122 \times 10^{-3} = 160,826 \text{ daN.m}$$

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 301,122 \text{ mm}$$

D'où :

$$F_{t,Rd,2} = \frac{4 \times 160,826 \times 10^3}{45,593 + 56,991} + \frac{2 \times 56,991 \times 5167,543}{45,593 + 56,991} = 12012,700 \text{ daN}$$

➤ **Mode 3**

$$F_{t,Rd,3} = 2 \times F_{t,Rd,anchor} = 2 \times 5167,542 = 10335,084 \text{ daN}$$

➤ **Mode 4**

$$F_{t,Rd,4} = \frac{b_{eff,t} \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :  $b_{eff,t} = l_{eff,1} = 286,324 \text{ mm}$

D'où :

$$F_{t,Rd,4} = \frac{286,324 \times 7,5 \times 235}{1,1} = 45876,913 \text{ daN}$$

⇒  $F_{t,Rd} = \min(13416,27 ; 12012,700 ; 10335,084 ; 45876,913) = 10335,084 \text{ daN}$

$N_{sd} = 950,12 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 10335,084 \text{ daN}$

**Donc :** la plaque d'assise résiste à la flexion.

### VIII.5.5.2 Vérification de la soudure de la semelle à la traction

$$F_{w,Rd} = \frac{a_w \times \Sigma l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

La nuance d'acier utilisée est **Fe 360** donc :  $\beta_w = 0,8$  et  $\gamma_{mw} = 1,25$

La longueur totale des cordons de soudure de la semelle :

$$\Sigma l = \left(\frac{b}{2} - r - \frac{t_w}{2}\right) \times 4 + 2 \times b = \left(\frac{160}{2} - 18 - \frac{7,5}{2}\right) \times 4 + 2 \times 160 = 553 \text{ mm}$$

$$\rightarrow F_{w,Rd} = \frac{5 \times 553 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 70385,409 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 950,12 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 70385,409 \text{ daN}$$

**Donc :** la soudure de la semelle résiste à la traction.

### VIII.5.5.3 Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement

$$F_{v,Rd} = \frac{a_f \times \Sigma l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

La nuance d'acier utilisée est **Fe 360** donc :  $\beta_w = 0,8$  et  $\gamma_{mw} = 1,25$

La longueur totale des cordons de soudure de la semelle :

$$\Sigma l = 2 \times d = 2 \times 271 = 542 \text{ mm}$$

$$\rightarrow F_{v,Rd} = \frac{8 \times 542 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 110376,540 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1277,02 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 110376,540 \text{ daN}$$

**Donc :** la soudure de l'âme résiste au cisaillement.

### VIII.5.5.4 Résistance au cisaillement d'un boulon d'ancrage

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_{bc} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \quad [5]$$

$$\alpha_{bc} = 0,44 - 0,0003 \times f_{yb} = 0,44 - 0,0003 \times 800 = 0,2$$

$$F_{vb,Rd} = \frac{0,2 \times 800 \times 157}{1,25} = 2009,6 \text{ daN}$$

### VIII.5.5.5 La résistance au cisaillement des boulons sous un effort de traction

$$\frac{V_{Ed}}{n \times F_{Vb,Rd}} + \frac{N_{t,Ed}}{1,4 \times F_{t,Rd}} \leq 1$$



$$\rightarrow \frac{1277,02}{2 \times 1670,731} + \frac{950,12}{1,4 \times 10335,084} = 0,447 < 1$$

**Donc :** les boulons d'ancrage résistent au cisaillement.

## VIII.6 Étude de l'infrastructure

### VIII.6.1 Introduction

Ce qui concerne notre structure on a un type de semelle isolée. Le dimensionnement des fondations superficielles est fait selon le règlement **BAEL91**. [7]

### VIII.6.2 Détermination des sollicitations

D'après le Logiciel Autodesk **ROBOT**, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable dans les deux états limites qui est : **G + V<sub>2</sub>** :

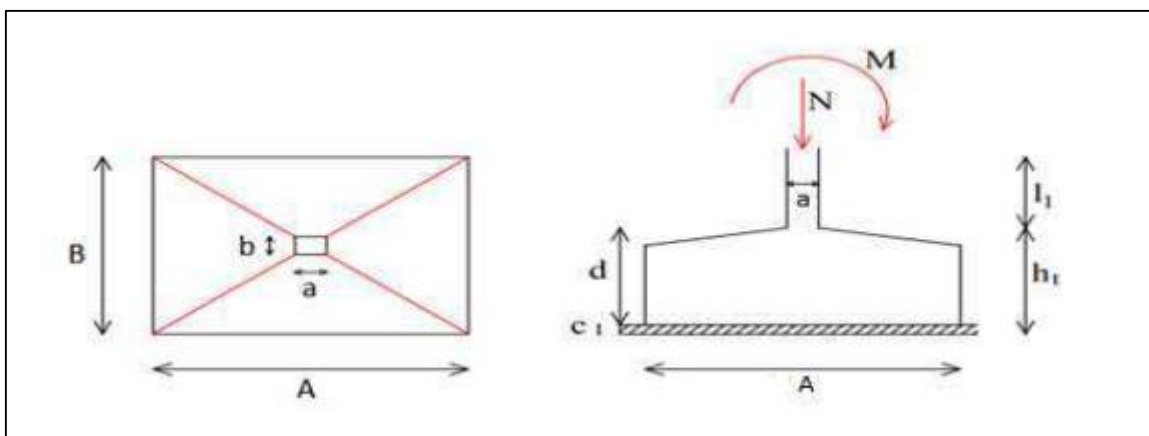
**E.L.U :**  $N_u = - 3114,69 \text{ daN}$  et  $M_u = 10900 \text{ daN.m}$

**E.L.S :**  $N_s = 24716,66 \text{ daN}$  et  $M_s = 5437,67 \text{ daN.m}$

### VIII.6.3 Dimensionnement de la semelle

#### VIII.6.3.1 Calcul de l'excentricité e

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{5437,67}{24716,66} = 0,22 \text{ m}$$



**Figure VIII.11 :** Les dimensions de la semelle sous poteau.

### VIII.6.3.2 Détermination de A et B

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celles du pied de poteau.

Dimensions de la plaque d'assise  $\begin{cases} a = 600 \text{ mm} \\ b = 500 \text{ mm} \end{cases}$

On a :

$$\frac{a}{b} = \frac{600}{500} = 1,2 \text{ (Semelle rectangulaire)}$$

On suppose  $B = 1,5 \text{ m}$  :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow A = B \times \frac{a}{b} \Rightarrow 1,5 \times 1,2 = 1,8 \text{ m}$$

Avec : A et B sont les dimensions (longueur et largeur) de la semelle.

Pour les semelles de dimensions A x B la valeur des contraintes extrêmes est donnée par :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_s}{A \times B} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right) \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\rightarrow \sigma_{\max} = \frac{24716,66}{1,8 \times 1,5} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,22}{1,5}\right) = 17210,118 \text{ daN/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{\max} = 17210,118 \text{ daN/m}^2 < \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 1.86 \text{ bars} = 18600 \text{ daN/m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Donc :** les dimensions de la semelle  $(A \times B) = (1,8 \text{ m} \times 1,5 \text{ m})$ .

### VIII.6.3.3 Hauteur utile de la semelle est donnée par la condition

Pour pouvoir d'une part utiliser la méthode des bielles et ne pas vérifier la section d'encastrement à l'effort tranchant, on prend :

$$d = \max\left(\frac{A - a}{4} ; \frac{B - b}{4}\right) = \max\left(\frac{1,8 - 0,6}{4} ; \frac{1,5 - 0,5}{4}\right) = \max(0,3 ; 0,25) = 0,3 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

On prend :  $d = 30 \text{ cm}$  ; Alors :  $h_t = d + 10 = 30 + 10 = 40 \text{ cm}$

Avec :  $h_t$  : hauteur total de la semelle.

### VIII.6.4 Vérification de la stabilité au renversement

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

D'après le **RPA 99 version 2003**, on a :

$$e_0 = 0,22 \text{ m} < \frac{A}{4} = \frac{1,8}{4} = 0,45 \text{ m} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$e_0 = 0,22 \text{ m} < \frac{B}{4} = \frac{1,5}{4} = 0,375 \text{ m} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Donc** : la stabilité au renversement est vérifiée.

### VIII.6.5 Calcul du ferrailage (Par la méthode des bielles)

✓  $e > \frac{B}{6}$  : On calcule le moment à l'ELU et à l'ELS :

$$M_u = (4.A + 0,35.a - 9.e) \times \left( \frac{\frac{A}{2} - 0,35.a}{\frac{A}{2} - e} \right)^2 \times \frac{N_u}{27}$$

✓  $e < \frac{B}{6}$  : Armatures seront calculées sous un effort normal fictif :

$$\begin{cases} N' = N \times \left( 1 + \frac{3 \times e}{B} \right) \rightarrow \text{direction A} \\ N' = N \times \left( 1 + \frac{3 \times e}{A} \right) \rightarrow \text{direction B} \end{cases}$$

$$\text{On a : } e = 0,22 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{1,5}{6} = 0,25 \text{ m}$$

**Donc** : les armatures seront calculées sous un effort normal fictif.

#### • Direction A :

$$\text{ELU : } 1,35. G + 1,5. V_2$$

$$N_u = 3114,69 \text{ daN}$$

$$A_u = \frac{N'_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$N'_u = N_u \times \left( 1 + \frac{3 \times e}{B} \right) = 3114,69 \times \left( 1 + \frac{3 \times 0,22}{1,5} \right) = 4485,153 \text{ daN}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_u = \frac{4485,153 \times (1,8 - 0,6)}{8 \times 0,3 \times 347,826 \times 10^5} = 0,644 \text{ cm}^2$$

**ELS : G + V<sub>2</sub>**

$$N_s = 24716,66 \text{ daN}$$

$$A_s = \frac{N'_s \times (A - a)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec :

$$N'_s = N_s \times \left(1 + \frac{3 \times e}{B}\right) = 24716,66 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,22}{1,5}\right) = 35591,99 \text{ daN}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_e = 400 \text{ MPa} \\ \eta = 1,6 \text{ H.A} \end{array} \right.$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = \min(266,667; 201,633) = 201,633 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{35591,99 \times (1,8 - 0,6)}{8 \times 0,3 \times 201,633 \times 10^5} = 8,825 \text{ cm}^2$$

• **Direction B :**

**ELU : 1,35. G + 1,5. V<sub>2</sub>**

$$N_u = 3114,69 \text{ daN}$$

$$A_u = \frac{N'_u \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$N'_u = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e}{A}\right) = 3114,69 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,22}{1,8}\right) = 4256,742 \text{ daN}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_u = \frac{4256,742 \times (1,5 - 0,5)}{8 \times 0,3 \times 347,826 \times 10^5} = 0,509 \text{ cm}^2$$

**ELS : G + V<sub>2</sub>**

$$N_s = 24716,66 \text{ daN}$$

$$A_s = \frac{N'_s \times (B - b)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec :

$$N'_s = N_s \times \left(1 + \frac{3 \times e}{A}\right) = 24716,66 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,22}{1,8}\right) = 33779,435 \text{ daN}$$

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_e = 400 \text{ MPa} \\ \eta = 1,6 \text{ H.A} \end{array} \right.$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \overline{\sigma}_{\text{st}} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = \min(266,667; 201,633) = 201,633 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{33779,435 \times (1,5 - 0,5)}{8 \times 0,3 \times 201,633 \times 10^5} = 6,98 \text{ cm}^2$$

### VIII.6.5.1 Vérification de condition de non-fragilité [7]

- Sens A :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times A \times d \times \frac{f_t}{f_e}$$

$$\rightarrow A_{\text{min}} = 0,23 \times 1800 \times 360 \times \frac{2,1}{400} = 7,824 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } d = 0,9 \cdot h_t = 0,9 \times 400 = 360 \text{ mm}$$

- Sens B :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times B \times d \times \frac{f_t}{f_e}$$

$$\rightarrow A_{\text{min}} = 0,23 \times 1500 \times 360 \times \frac{2,1}{400} = 6,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } d = 0,9 \cdot h_t = 0,9 \times 400 = 360 \text{ mm}$$

➤ **Conclusion :** On prend : **10T12** ; avec : **A<sub>st</sub> = 11,31 cm<sup>2</sup>** pour les deux directions.

(Annexe G - G.3)

### VIII.6.5.2 Dispositions constructives

Les armatures seront munies des crochets si :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_s > A/4 \text{ dans le sens A} \\ L_s > B/4 \text{ dans le sens B} \end{array} \right.$$

$$L_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

Avec :

$L_s$  : Longueur de scellement.

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$\Psi = 1,5$  pour HA

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

➤ Suivant A :

$$L_s = \frac{1,2}{4} \times \frac{400}{2,835} = 42,328 \text{ cm} > \frac{A}{4} = \frac{180}{4} = 45 \text{ cm}$$

➤ Suivant B :

$$L_s = \frac{1,2}{4} \times \frac{400}{2,835} = 42,328 \text{ cm} > \frac{B}{4} = \frac{150}{4} = 37,5 \text{ cm}$$

D'après le **BAEL91** il faut prévoir des crochets d'ancrage.

**Donc** : toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, avec des crochets.

### VIII.6.5.3 Calcul de l'espacement

$$S_t \leq \min (15 \times \phi_{lmin} ; 40 \text{ cm}) = \min (15 \times 1,2 ; 40 \text{ cm}) = \min (18 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \quad [7]$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$

Enrobage : 10 cm

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

sens	$A_s$ $\text{cm}^2$	$A_{min}$ $\text{cm}^2$	Nombre de barres	$A_s$ $\text{cm}^2$	$L_s$ cm	$S_t$ cm
<b>A</b>	<b>8,825</b>	7,824	<b>10T12</b>	11,31	45	15
<b>B</b>	<b>6,98</b>	6,52	<b>10T12</b>	11,31	40	15

**Tableau.VIII.2** : Ferrailage choisit pour la semelle au-dessous du poteau.

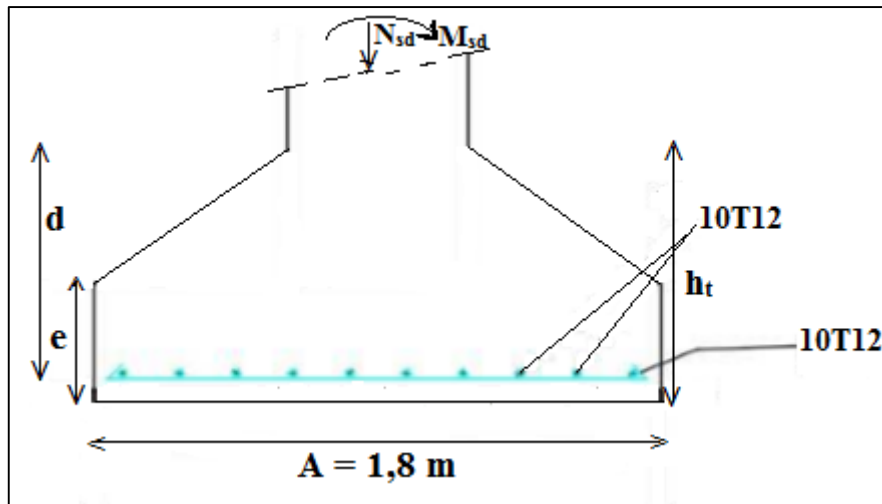


Figure VIII.12 : Vue du ferrailage des semelles isolées.

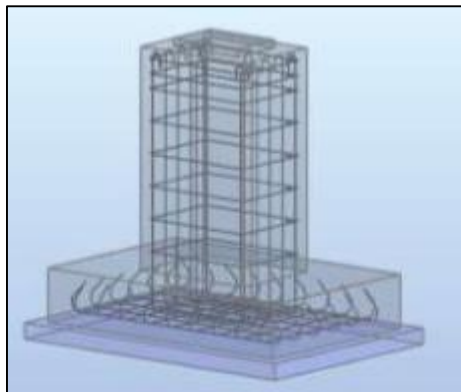


Figure VIII.13 : Vue 3D du ferrailage des semelles.

## VIII.7 Calcul des longrines

Les longrines sont des liaisons qui sont situées à l'intérieur du périmètre de la structure, elles jouent le rôle de chaînage dans les deux directions, et elles sont calculées sous un effort axial de traction comme défini dans le **RPA99/V2003**.

### VIII.7.1 Pré-dimensionnement des longrines

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : **25 cm × 30 cm** pour les sites de catégorie **S2** et **S3**. [3]

Pour notre cas, on optera pour des longrines de section  $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$ .

### VIII.7.2 Calcul des ferrailages longitudinaux

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N_{sd}}{\alpha} \geq 20 \text{ kN} = 2000 \text{ daN} \quad [3]$$

Avec :

$N_{sd}$  : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés, donc on prend les efforts normaux du poteau le plus sollicité :

$$\begin{cases} N_U = -3114,69 \text{ daN (ELU)} \\ N_S = 24716,66 \text{ daN (ELS)} \end{cases}$$

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. [3]

Pour notre cas : zone sismique **I** et catégorie de site **S3** →  $\alpha = 15$  (Annexe G – G.4)

- **L'ELU :**

$$F = \frac{N_U}{\alpha} = \frac{3114,69}{15} = 207,646 \text{ daN} < 2000 \text{ daN} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\rightarrow A_u = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{207,646}{347,826 \times 10} = 0,059 \text{ cm}^2$$

- **L'ELS :**

$$F = \frac{N_S}{\alpha} = \frac{24716,66}{15} = 1647,777 \text{ daN} < 2000 \text{ daN} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\rightarrow A_u = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{1647,777}{347,826 \times 10} = 0,473 \text{ cm}^2$$

Le **RPA99/V2003** exige une section minimale :

$$A_{\min} = 0,6 \% \cdot B \quad [3]$$

$$\rightarrow A_{\min} = 0,6 \% \times (40 \times 40) = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } B = (b \times h) \text{ cm}^2$$

Donc : on prend **6T16** avec:  $A_{st} = 12,06 \text{ cm}^2$  (Annexe G - G.3)

### VIII.7.2.1 Vérification de condition de non-fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :



$$A_{st} = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow 0,23 \times 0,4 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} = 1,738 \text{ cm}^2 < A_{st} = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } d = 0,9 \cdot h = 0,9 \times 400 = 360 \text{ mm}$$

**Donc :** la condition de non fragilité est vérifiée.

### VIII.7.2.2 Calcul des armatures transversales

$$\phi_{\min} \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_{\min} ; \frac{b}{10} \right) = \min \left( \frac{400}{35} ; \phi_{\min} ; \frac{400}{10} \right) = \min (11,428 ; 14 ; 40)$$

$$\rightarrow \phi_{\min} \leq 11,428$$

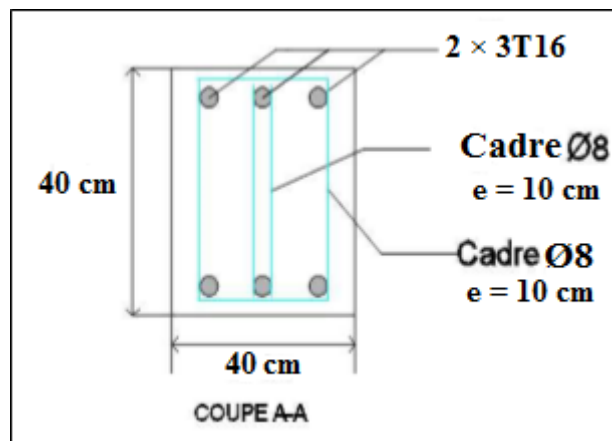
On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ .

### VIII.7.2.3 Calcul d'espacement des cadres

Le **RPA99/V2003** exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t < \min (20 \text{ cm} ; 15 \times \phi_t) = \min (20 \text{ cm} ; 15 \times 0,8 \text{ cm}) = \min (20 \text{ cm} ; 12 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

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



**Figure VIII.14 :** Coupe transversale de la longrine.

## VIII.8 Dimensionnement des fûts

Les dimensions des fûts ( $b \times h$ ) :  $70 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$ .

### ➤ Calcul ferrailage longitudinale

Le **RPA99/V2003** exige dans son **article 7.4.2.1** une section minimale d'armature longitudinale de **0.7%**. **B** en zone **I**.

Commune de **Maghnia** – Wilaya de **Tlemcen** : zone de sismicité **I** :  $A_{\min} = 0,7\% \cdot B$

$$\text{Alors : } A_{\min} = 0,7\% \times (70 \times 60) = 29,4 \text{ cm}^2$$

On prend : **20T14** avec :  $A_{st} = 30,772 \text{ cm}^2$ , avec des Cadres **Ø8** (Annexe G - G.3)

### **VIII.9 Conclusion**

Ce chapitre étudie l'assemblage de pied de poteau qui est réalisé par **8** tiges d'ancrage de diamètre **27 mm** et de classe **10.9**, ainsi l'assemblage de pied de potelet qui est réalisé par **2** tiges d'ancrage de diamètre **16 mm** et de classe **8.8**. Il traite aussi les fondations qui reportent les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q** à un niveau convenable en assurant la stabilité et la sécurité de la structure.

# CHAPITRE IX

Etude économique

Prévisionnelle

### VIII.1 Introduction

Actuellement en Algérie il y'a énormément de construction de bâtiment, mais nous remarquons également beaucoup de retards et des surcoûts très importants. Afin de résoudre cette problématique, nous pensons qu'il est temps d'intégrer dans nos études l'aspect management de projet, afin d'atteindre les objectifs de nos projets (contenu technique, délai et le coût)

Notre objectif dans ce chapitre est de compléter l'étude technique par une phase de l'étude managériale afin de calculer le coût

### VIII.2 Calcul de la longueur totale de chaque famille

#### ✓ Poteau

- Nombre de poteau : 14 poteaux
- Longueur d'un poteau : 9 m
- nombre de barres commandées  
On prend : 14 barres de HEA 360
- Longueur totale des poteaux : 1barre  $\longrightarrow$  12 m  
14  $\longrightarrow$  L

$$L = 14 \times 12 = 168 \text{ m}$$

#### ✓ Traverse

- Nombre de traverse : 14 traverses
- Longueur d'une traverse + la longueur de son jarret :  $10,11 + 1,011 = 11,121 \text{ m}$
- nombre de barres commandées  
On prend : 14 barres de IPE 360
- Longueur totale des traverses : 1barre  $\longrightarrow$  12 m  
14  $\longrightarrow$  L

$$L = 14 \times 12 = 168 \text{ m}$$

## ✓ Panne

- Nombre de pannes : 96 pannes
- Longueur d'une panne : 6 m
- Longueur des pannes :  $96 \times 6 = 576$  m
- Nombre des barres commandée

$$\begin{array}{l} 1 \text{ barre} \longrightarrow 12 \text{ m} \\ X \longrightarrow 576 \text{ m} \end{array}$$

$$X = \frac{576 \times 1}{12} = 48$$

On prend : 48 barres de IPE 140

- Longueur totale des pannes :  $L = 48 \times 12 = 576$  m

## ✓ Potelet

- 2 potelets d'une longueur de : 10,50 m
- Longueur des potelets :  $10,50 \times 2 = 21$  m
- Nombre des barres commandée

$$\begin{array}{l} 1 \text{ barre} \longrightarrow 12 \text{ m} \\ X \longrightarrow 21 \text{ m} \end{array}$$

$$X = \frac{21 \times 1}{12} = 1,75, \text{ On prend : 2 barres de IPE 330}$$

- 4 potelets d'une longueur de : 09,90 m
- Longueur des potelets :  $4 \times 09,90 = 39,60$  m
- Nombre des barres commandée

$$\begin{array}{l} 1 \text{ barre} \longrightarrow 12 \text{ m} \\ X \longrightarrow 39,60 \text{ m} \end{array}$$

$$X = \frac{39,60 \times 1}{12} = 3,3, \text{ On prend : 4 barres de IPE 330}$$

- La somme des barres commandées est :  $2 + 4 = 6$
- Longueur totale des pannes :  $L = 6 \times 12 = 72$  m

## ✓ Sablière

- Nombre de sablières : 12 sablières
- Longueur d'une sablière : 06,00 m
- Longueur des sablières :  $06,00 \times 12 = 72$  m
- nombre des barres commandée

$$\begin{array}{l} 1 \text{ barre} \longrightarrow 12 \text{ m} \\ X \longrightarrow 72 \text{ m} \end{array}$$

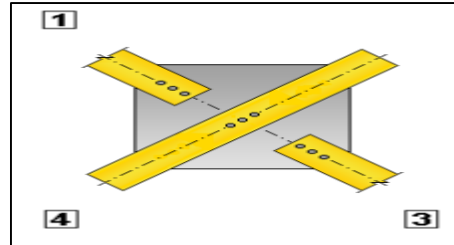
$$X = \frac{72 \times 1}{12} = 6, \text{ On prend : 6 barres de HEA 140}$$

- Longueur totale des sablières :  $L = 6 \times 12 = 72$  m

✓ **Contreventement**

**Type 1 :**

Au niveau d'assemblage d'un contreventement, on a une barre continue d'une longueur 6,68 m et une barre découpée d'une longueur 3.34 m



**Figure VIII.1 :** Assemblage de contreventement.

Ce type d'assemblage se répète 4 fois donc :  $[6,68+2 \times 3,34] \times 4 = 53,44$  m

- Nombre de barres commandées : 1 barre  $\longrightarrow$  12 m  
X  $\longrightarrow$  53,44m

$$X = \frac{53,44 \times 1}{12} = 4,45$$

Donc on prend 6 barres de L 90×90×10

**Type 2 :**

Une barre continue d'une longueur 6,76 m et une barre découpée d'une longueur 3.38 m

Ce type d'assemblage se répète 4 fois donc :  $[6,76+2 \times 3,38] \times 4 = 54,08$  m

- Nombre de barres commandées : 1 barre  $\longrightarrow$  12 m  
X  $\longrightarrow$  54,08m

$$X = \frac{54,08 \times 1}{12} = 4,5$$

Donc on prend 6 barres de L 90×90×10

**Type 3 :**

Une barre continue d'une longueur 7,24m et une barre découpée d'une longueur 3,62 m

Ce type d'assemblage se répète 4 fois donc :  $[7,24+2 \times 3,62] \times 4 = 57,92$  m

- Nombre de barres commandées : 1 barre  $\longrightarrow$  12 m  
X  $\longrightarrow$  57,92m

$$X = \frac{57,92 \times 1}{12} = 4,82$$

Donc on prend 6 barres de L 90×90×10

- Alors la somme de toutes commandées :  $6 + 6 + 6 = 18$  barres de L 90×90×10
- La longueur totale :  $L = 18 \times 12 = 216$  m

### ✓ Stabilité

#### Type 1 :

Même principe que le contreventement, on a une barre continue d'une longueur de 7,02 m et une autre barre découpée d'une longueur de 3,51 m

Ce type d'assemblage se répète 4 fois donc :  $[7,02 + 2 \times 3,51] \times 4 = 56,16$  m

- Nombre de barres commandées : 1 barre  $\longrightarrow$  12 m  
X  $\longrightarrow$  56,16m

$$X = \frac{56,16 \times 1}{12} = 4,68$$

Donc on prend 12 barres de L 90×90×6

#### Type 2 :

On a une barre continue d'une longueur de 8,04 m et une autre barre découpée d'une longueur de 4,02 m

Ce type d'assemblage se répète 4 fois donc :  $[8,04 + 2 \times 4,02] \times 4 = 64,32$  m

- Nombre de barres commandées : 1 barre  $\longrightarrow$  12 m  
X  $\longrightarrow$  64,32m

$$X = \frac{64,32 \times 1}{12} = 5,36$$

Donc on prend 12 barres de L 90×90×6

- Alors la somme de toutes commandées :  $12 + 12 = 24$  barres de L 90×90×10
- La longueur totale :  $L = 24 \times 12 = 288$  m

### ✓ Poutre de roulement

- Nombre de poutres de roulement : 10
- Longueur d'une poutre : 6 m
- Longueur des poutres de roulement :  $10 \times 6 = 60$  m
- Nombre des barres commandées : 1 barre  $\longrightarrow$  12 m  
X  $\longrightarrow$  60m

$$X = \frac{60 \times 1}{12} = 5$$

On prend : 5 barres de HEB 360

- Longueur totale des poutres :  $L = 5 \times 12 = 60$  m

### ✓ Console de poutre de roulement

- Nombre de console : 12
- La longueur d'une console + la longueur de son jarret :  $1,1+1,045=2,145$
- Longueur des consoles :  $2,145 \times 12 = 25,74$  m
- nombre des barres commandée
 

1barre	—————→	12 m
X	—————→	25,74m

$$X = \frac{25,74 \times 1}{12} = 2,145 \quad , \quad \text{On prend : 3 barres de HEB 220}$$

- Longueur totale des consoles :  $L = 3 \times 12 = 36$  m

### ✓ Lisse de bardages

- 96 lisses de bardage d'une longueur de : 6 m  
Longueur des lisses :  $96 \times 6 = 576$  m  
Nombre des barres commandées
 

1barre	—————→	12 m
X	—————→	576m

$$X = \frac{576 \times 1}{12} = 48$$

On prend : 48 barres de IPE 330

- 12 lisses de bardage d'une longueur de : 4 m  
On prend : 6 barres de IPE 330
- La somme totale des barres commandées  $48 + 6 = 54$
- Longueur totale des lisses :  $L = 54 \times 12 = 648$  m

Après avoir fait la présentation de l'ensemble des barres de notre projet, nous établissons le tableau suivant qui récapitule toutes les barres à commander pour la réalisation de notre halle. Aussi le tableau nous permet de faire une estimation du coût global de notre projet [14]



		Nombre De barres commandées	ml Totale	Poids (Kg)/ml	Poids totale(Kg)
poteau	HEA 360	14	168	112	18816
traverse	IPE 360	14	168	57,1	9592,8
Panne	IPE 140	48	576	12,9	7430,4
Potelet	IPE 330	6	72	49,1	3535,2
Sablière	HEA 140	6	72	24,7	1778,4
Poutre de roulement	HEB 360	5	60	142	8520
console	HEB 220	3	36	71,5	2574
contreventement	L 90×90×10	18	216	13,4	2894,4
stabilité	2× L 90×90×6	24	288	8,28	2384,64
Lisse de bardage	UPN 180	54	648	22	14256
					71781,84
Correspond au rapport de poids des soudures et des attaches boulonnées				5 %	3589,092

TOTAL	75370,932
-------	-----------

Prix brut acier	200 D.A/Kg	15074186 ,4D.A
-----------------	------------	----------------

**Tableau VIII.1** : Tableau récapitulatif des barres commandées et le coût global.

### VIII.3 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons traité une phase de l'étude managériale afin de nous donner un prix prévisionnel.

---

## Conclusion générale

Le projet de fin d'études est une phase importante dans le cycle de formation de master. C'est la meilleure occasion pour nous , étudiants , de mettre en pratique l'enseignement , de lier et synthétiser les connaissances acquises , durant la formation universitaire , ainsi de se familiariser avec les différents règlements de conception et de calcul dans le domaine du génie civil (**RNV version 2013, RPA99/Version 2003 , CCM97**).

Cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions :

L'utilisation du logiciel **ROBOT AUTODESK** dans notre étude dans le but de faciliter les calculs et d'être proche que possible de la réalité pour obtenir des meilleurs résultats.

Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables néanmoins l'étude sismique n'est pas négligeable.

Le règlement **CCM97** a été utilisé dans ce projet afin de vérifier la stabilité des éléments de la structure au flambement et au déversement. Ces vérifications ont montré que le système structural de l'ouvrage est stable.

L'étude nous a permis de vérifier les conditions de résistance et de stabilité.

La disposition de contreventement a été judicieuse car elle joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.

La conception des assemblages a été minutieusement réfléchi car elle est essentielle pour la stabilité des structures métalliques.

Enfin , nous souhaitons que ce travail, bien qu'il était une première expérience dans ce vaste domaine , soit bénéfique et comme référence pour les promotions à venir.

---

## Références bibliographiques

- [1] **Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R – C – 2 - 47 : Règlement Neige et Vent « RNV 99/Version 2013 »** , Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique , (Algérie).
- [2] **Document Technique Réglementaire D.T.R – BC - 2.2 : « Charge Permanente et Charge d’Exploitation »** , Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique , 2008 , (Algérie).
- [3] **Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R – BC – 2 - 48 : Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/VERSION 2003 »** , Centre National Algérien de Recherche Appliquée en Génie Parasismique , 2003 , (Algérie).
- [4] **Document Technique Réglementaire D.T.R - BC – 2 - 44 : Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier « CCM 97 »** , Centre National Algérien de Recherche Appliquée en Génie Parasismique , 1997 , (Algérie).
- [5] **EUROCODE 3 : « Calcul des structures en acier »** , Calculs des Eléments Résistants d’une Construction Métallique , Office des Publications Universitaires , 2009.
- [6] **Centre Technique Industriel en Construction Métallique « CTICM » :** Recommandations pour le Calcul et l’Exécution des Chemins de Roulement de Ponts Roulants.
- [7] **Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et des Constructions en Béton Armé Suivant la Méthode des Etats Limites « BAEL 91 révisée 99 »** , Ministères de l’Habitat et de l’Urbanisme , Ed : CSTB 2000 (France).
- [8] **Lahlou Dahmani : « CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS D’UNE CONSTRUCTION METALLIQUE SELON L’EUROCODE 3 »** , Edition Eyrolles Paris , 2009.

---

**[9] Mr. Rais Youcef et Mr. Basri Hamza :**

« ETUDE D'UNE HALLE INDUSTRIELLE EN CHARPENTE MÉTALLIQUE À HASSI AMEUR , WILAYA D'ORAN » , PFE Master , Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen , 2017 - 2018.

**[10] Mr. KHerbouche Anes et Mr. Sari Hassoun Sami :**

« ÉTUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UNE SALLE DE SPORT À TAFRAOUI (WILAYA D'ORAN) » , PFE Master , Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen , 2017 - 2018.

**[11] Mr. Mezouar Abderrahmane et Mr. GHalem Abdelhadi :**

« ÉTUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN HALL INDUSTRIEL À PLUSIEURS VERSANTS » , PFE Master , Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen , 2017 - 2018.

**[12] Gaouar Fadia :** « ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UNE HALLE A MAREE AVEC UN PONT ROULANT AU PORT DE BOUZEDJAR » , PFE Master , Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen , 2015 - 2016.

**[13] Mr. Mekader Ilyes et Bennaceur Fouzia :** « ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UNE USINE DE FABRIQUATION DES PRODUITS FINIS ET SEMI-FINIS EN ACIER INOXYDABLE A OULED BEN DAMOU , MAGHNA , WILAYA DE TLEMEN » , PFE Master , Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen , 2017 - 2018.

**[14] Fernandez Olivier , Putois Alexandre et Vinois Guillaume :** « PROJET DE CONSTRUCTION METALLIQUE , CONCOURS CONSTRUIR'ACIER CONCEPTION DE BUREAUX » , Formation Initiale de Conducteur de Travaux , Spécialité Bâtiment , 2009 - 2010.

---

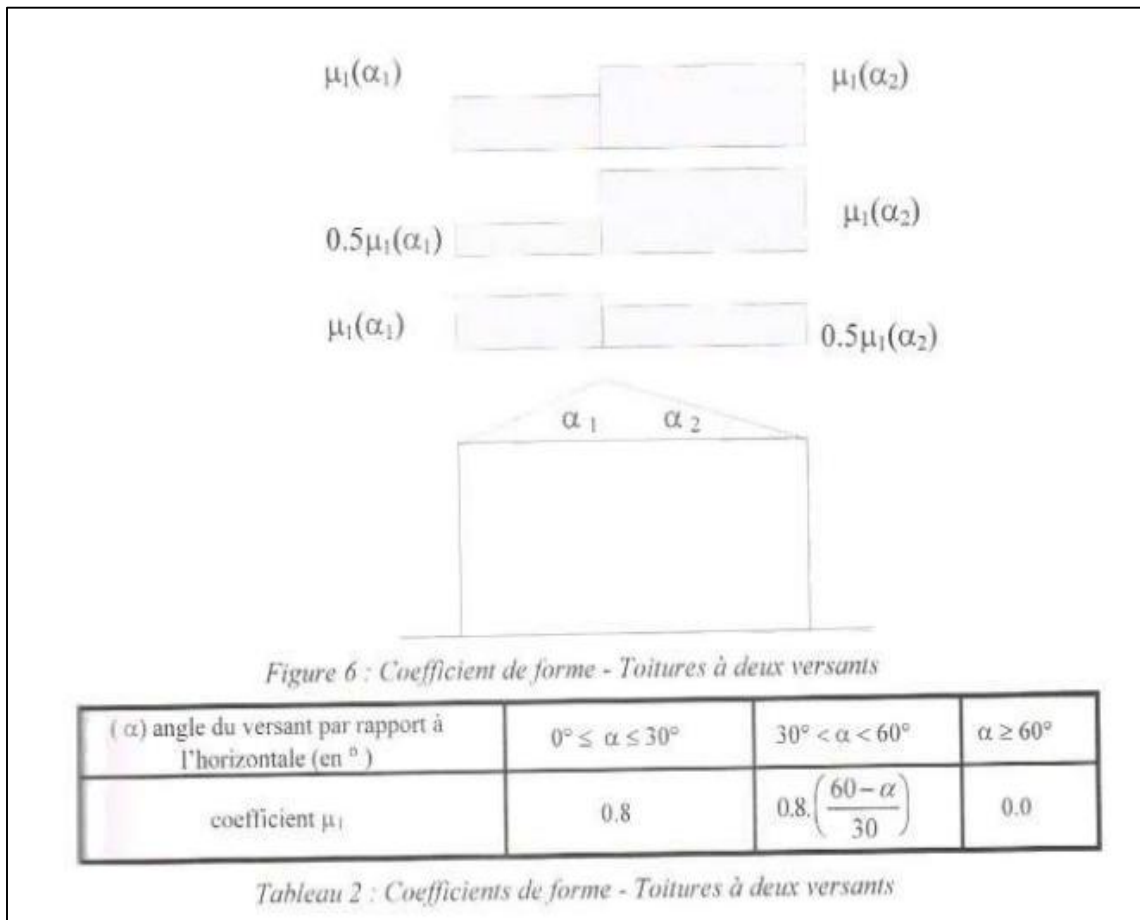
# ANNEXES

## Annexe A

### Chapitre II : Évaluation des charges et surcharges

(Selon RNV - Version2013)

#### A.1 Coefficient de forme $\mu$ – Toiture à un deux versants



#### A.2 Valeurs de la pression dynamique de référence $q_{réf}$

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

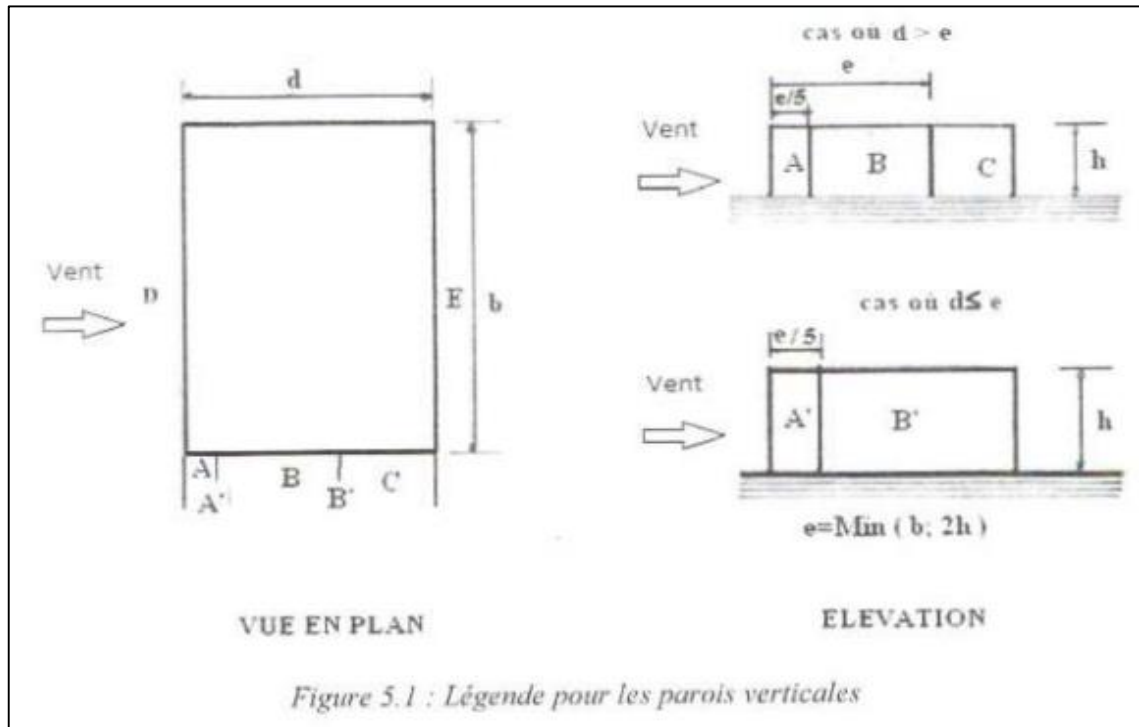
*Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence*

### A.3 Définition des catégories de terrain

Catégories de terrain	$K_T$	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)	$\epsilon$
<b>0</b> Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
<b>I</b> Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
<b>II</b> 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
<b>III</b> 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
<b>IV</b> 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*

### A.4 Légende pour les parois verticales

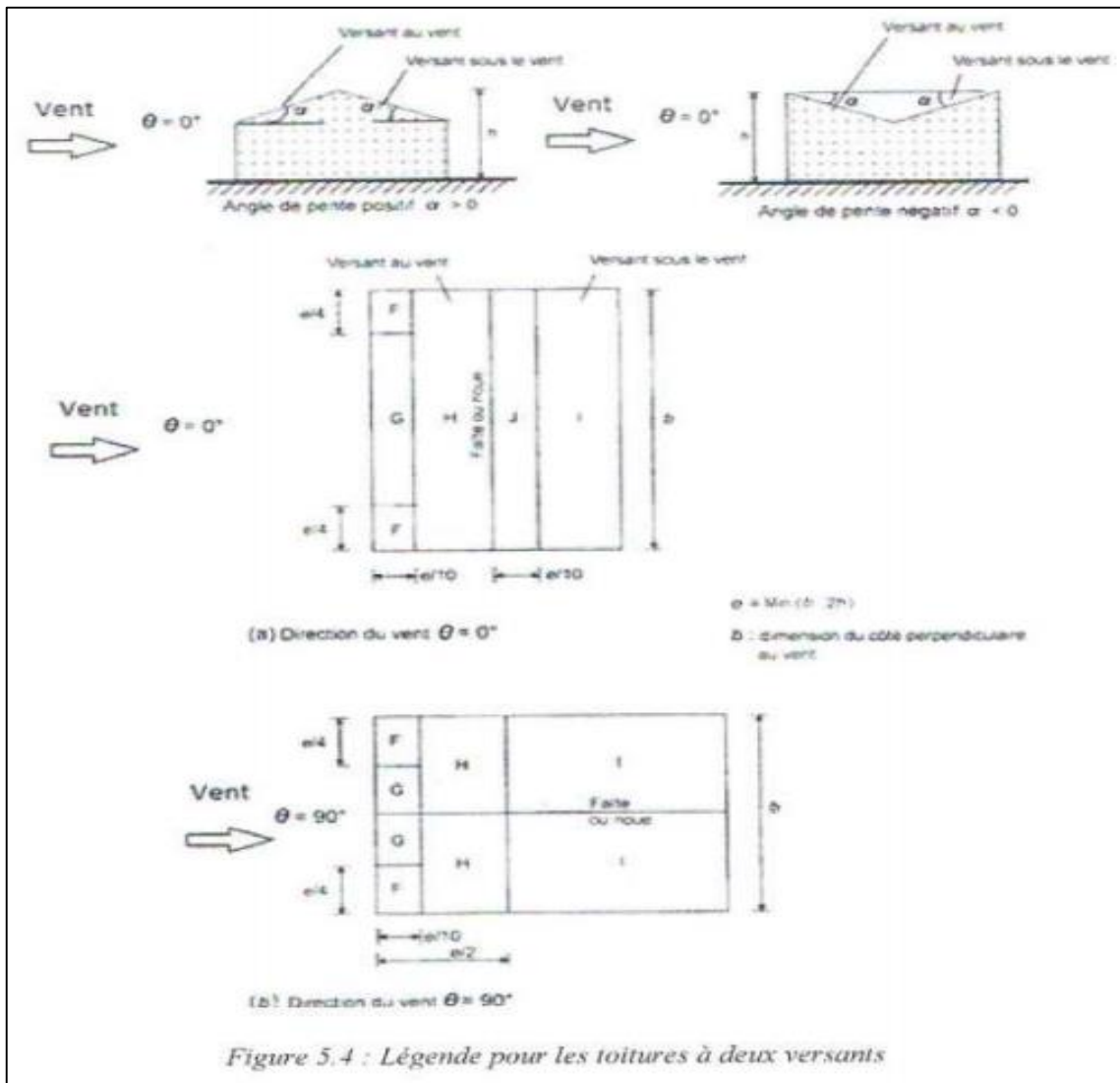


### A.5 $C_{pe}$ pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire

Paroi latérale						Paroi au vent		paroi sous le vent	
A, A'		B, B'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-1,0	-1,3	-0,8	-1,0	-0,5		+0,8	1,0	-0,3	

Tableau 5.1 :  $C_{pe}$  pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

### A.6 Légende pour les toitures à deux versants





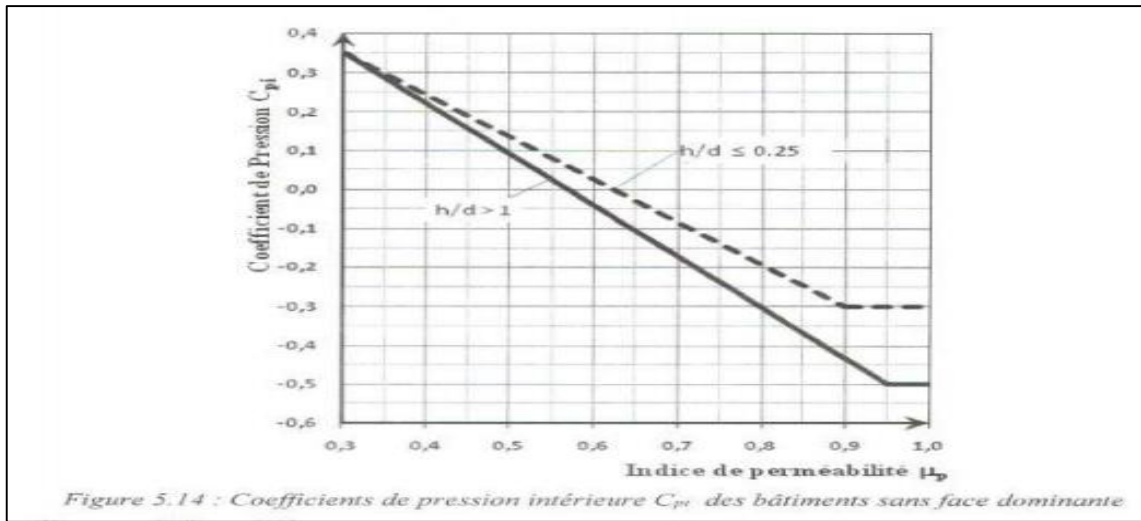
## A.7 Coefficient de pression extérieure $C_{pe}$ pour la toiture à deux versants

Angle de pente $\alpha$	Zones pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
$-45^\circ$	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
$-30^\circ$	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
$-15^\circ$	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
$-5^\circ$	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
$5^\circ$	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
$15^\circ$	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		0,0	0,0
$30^\circ$	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	0,7		0,7		0,4		0,0		0,0	
$45^\circ$	0,0		0,0		0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		0,0		0,0	
$60^\circ$	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
$75^\circ$	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

Angle de pente $\alpha$	Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
$-45^\circ$	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
$-30^\circ$	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
$-15^\circ$	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
$-5^\circ$	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
$5^\circ$	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
$15^\circ$	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
$30^\circ$	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
$45^\circ$	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
$60^\circ$	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
$75^\circ$	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Tableau 5.4 : Coefficients de pression extérieure pour toitures à deux versants

## A.8 Coefficient de pression intérieure $C_{pi}$ des bâtiments sans face dominante



## A.9 Aire de frottement $A_{fr}$

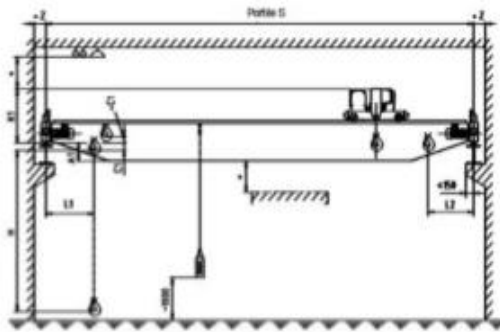
Type de paroi	Schéma	$A_{fr}$ ou $A_{fr,j}$ (en $m^2$ )
Paroi verticale		$A_{fr,j} = d \times h_j$ $A_{fr} = d \times h$
Toiture plate ou couverture		$A_{fr} = d \times b$
Toiture à deux versants Vent parallèle aux génératrices		$A_{fr} = (\text{longueur ABC du développé}) \times d$
Toiture à versants multiples - Toiture en sheds Vent parallèle aux génératrices		$A_{fr} = (\text{somme des longueurs des développés de la toiture}) \times d$
Toiture à versants multiples - Toiture en sheds Vent perpendiculaire aux génératrices		$A_{fr} = (\text{longueur AB}) \times d$ AB est la longueur projetée en plan de la toiture sans considérer le premier et le dernier versant
Toiture en forme de voûte Vent parallèle aux génératrices		$A_{fr} = (\text{longueur de l'arc AB}) \times d$

Tableau 2.9 : Aire de frottement  $A_{fr}$

## Annexe B

### Chapitre III : Etude du pont roulant (CTICM ; CCM 97)

#### B.1 Différentes charges de ponts roulants bipoutres ZLK




**Ponts bipoutres ZLK**


si K1 peuvent fonctionner des tests existants et maintenance, respect de la liaison immiers.

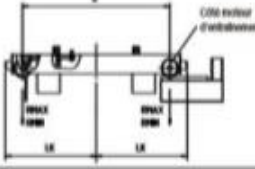
si, veuillez usage France.

\* Distance de sécurité selon réglementation nationale.

FEM 1400	20	500	770	-30	600	600	250	0000	2000	1700	40.0	14.3
	22	500	850	-30	600	600	250	0000	2000	1820	40.0	17.0
	24	500	970	-30	600	600	250	0000	2000	2100	55.0	27.7
	26	500	1070	-30	600	600	250	0000	2000	2290	58.7	28.3
VL = 0.05x/m/min	28	700	970	-30	600	600	250	0000	4000	2620	67.9	29.3
	30	700	1070	-30	600	600	250	0000	4000	2820	68.1	32.2
	32	600	1200	-180	600	600	250	0000	5100	2900	70.0	42.9
	34	600	1300	-180	600	600	250	0000	5200	2960	73.7	45.6
8000 kg	10	200	900	30	700	700	170	10000	2700	1620	45.7	19.0
	14	400	900	30	700	700	170	10000	2700	1620	46.7	19.1
	18	400	900	30	700	700	170	10000	2800	1740	52.4	19.1
	22	400	900	30	700	700	170	10000	2900	1740	53.9	19.2
FEM 210	20	400	900	30	700	700	170	10000	2900	1740	56.6	16.4
	22	500	900	30	700	700	170	10000	3000	1800	58.3	16.8
	24	500	900	30	700	700	180	10000	3000	2250	61.8	20.0
	26	700	900	30	700	700	180	10000	3000	2250	68.5	27.5
VL = 0.05x/m/min	28	700	900	30	700	700	180	10000	4000	2600	71.0	26.6
	30	600	1010	-140	700	700	180	10000	4000	2710	78.2	37.7
	32	600	1010	-140	700	700	180	10000	5100	2900	85.0	43.7
	34	600	1010	-140	700	700	180	10000	5200	2960	87.9	45.9
10000 kg	10	200	900	30	700	700	170	10000	2700	1620	55.0	16.5
	14	300	900	30	700	700	170	10000	2700	1620	60.0	16.5
	18	400	900	30	700	700	170	10000	2800	1740	62.8	16.6
	22	400	900	30	700	700	170	10000	2900	1740	64.5	16.7
FEM 210	20	500	900	30	700	700	170	10000	2900	1740	67.8	16.6
	22	500	900	30	700	700	180	10000	2900	1740	71.0	21.4
	24	700	900	30	700	700	180	10000	3000	2250	76.0	26.0
	26	700	900	30	700	700	180	10000	3000	2250	78.0	27.8
VL = 0.05x/m/min	28	700	900	30	700	700	180	10000	4000	2600	82.7	32.1
	30	600	1010	-140	700	700	180	10000	4000	2710	91.7	40.8
	32	600	1010	-140	700	700	180	10000	5100	2900	95.1	45.0
	34	600	1010	-140	700	700	180	10000	5200	2960	97.8	46.2
12000 kg	10	300	1000	40	700	700	180	10000	2700	1620	71.4	13.2
	14	400	1000	40	700	700	180	10000	2800	1700	73.0	13.5
	18	400	1000	40	700	700	180	10000	2900	1700	76.0	17.2
	22	500	1000	40	700	700	180	10000	2900	1700	81.4	16.4
FEM 210	20	500	1000	40	700	700	180	10000	2900	1700	83.3	20.7
	22	700	1000	40	700	700	180	10000	3000	1900	86.4	20.2
	24	600	1140	-10	700	700	180	10000	3000	2310	91.8	26.0
	26	600	1140	-10	700	700	180	10000	3000	2310	95.9	33.7
VL = 0.05x/m/min	28	900	1140	-10	700	700	180	10000	4200	2515	103.0	37.4
	30	900	1140	-10	700	700	180	10000	4000	2715	107.0	40.0
	32	900	1140	-10	700	700	180	10000	5100	2900	114.0	47.6
	34	1150	1140	-10	700	700	180	10000	5100	2900	119.0	50.5
16000 kg	10	300	1000	40	700	700	180	10000	2700	1620	87.1	15.4
	14	350	1140	-10	700	700	180	10000	2900	1800	94.7	16.1
	18	450	1140	-10	700	700	180	10000	2900	1800	97.9	21.1
	22	400	1140	-10	700	700	180	10000	2900	1800	102.0	23.4
FEM 1400	20	650	1140	-10	700	700	180	10000	3200	2010	105.0	26.6
	22	650	1140	-10	700	700	180	10000	3200	2010	108.0	28.2
	24	650	1140	-10	700	700	180	10000	3800	2310	113.0	32.3
	26	900	1140	-10	700	700	180	10000	3800	2310	119.0	36.5
VL = 0.05x/m/min	28	900	1140	-10	700	700	180	10000	4200	2515	119.0	37.9
	30	900	1140	-10	700	700	180	10000	4800	2715	127.0	40.2







## B.2 Dimensions (m) ; Charges (tonne) et Vitesses (m/min) de ponts roulants

54

Groupe de Travail GTS 11

### 2.2. — Caractéristiques moyennes des ponts roulants courants

Dans l'attente ou en l'absence des renseignements complets indiqués précédemment en 2.1, et notamment pour l'établissement rapide d'un avant-projet, le constructeur des chemins de roulement pourra éventuellement prendre pour base de ses calculs les données approximatives des tableaux suivants : il devra alors les rappeler dans sa proposition en faisant toutes réserves sur les modifications qui pourraient y être apportées en exécution par le fournisseur du pont roulant.

**Remarque.** — L'écartement  $e$  des galets de translation du pont roulant est fonction des possibilités d'installation des mécanismes du chariot et du pont. Par suite, on a indiqué dans le tableau I les valeurs minimales de  $e$  afin de placer en sécurité dans l'évaluation des efforts de flexion et de cisaillement appliqués au chemin de roulement.

#### Caractéristiques moyennes de ponts roulants courants

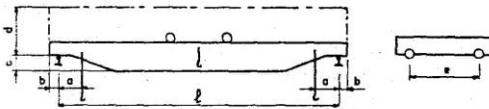


Tableau I  
2.21. — Dimensions

Puissance N	l	a min	b	c	d	e
3	10	0,70	0,20	0,45	1,70	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
5	10	0,80	0,25	0,50	1,80	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
	25	—	—	—	—	4,20
10	10	0,90	0,30	0,55	1,90	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
	25	—	—	—	—	4,20
15	10	1,00	0,35	0,60	2,00	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
	25	—	—	—	—	4,20
	30	—	—	—	—	4,60
20	10	1,00	0,35	0,60	2,10	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
	25	—	—	—	—	4,20
30	10	1,10	0,40	0,70	2,30	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
	25	—	—	—	—	4,20
50	10	1,30	0,40	0,70	2,50	2,20
	15	—	—	—	—	3,00
	20	—	—	—	—	3,60
	25	—	—	—	—	4,20
30	—	—	—	—	4,60	

Unités employées : Puissance en tonnes. Dimensions en mètres.

Construction Métallique, n° 3 - 1967

Tableau II  
2.22. — Charges et vitesses

Puissance	Portée	Vitesse			Poids			Charge sur un galet	
		Levage	Direction	Translation	Pont	Chariot	Total (B + K)	max. R	min. R
N	l				B	K			
3	10	8	30	100	5,5	3	8,5	4,2	1,5
	15	—	—	90	8	—	11	4,9	2,1
	20	—	—	80	11	—	14	5,7	2,8
5	10	7	30	100	6	3,5	9,5	5,4	1,8
	15	—	—	90	9,5	—	13	6,4	2,6
	20	—	—	80	12,5	—	16	7,3	3,2
	25	—	—	70	16,5	—	20	8,2	4,3
10	10	6	30	90	8	4	12	8,4	2,6
	15	—	—	80	12	—	16	9,6	3,4
	20	—	—	80	16	—	20	10,7	4,3
	25	—	—	70	21	—	25	12,0	5,5
	30	—	—	70	21	—	25	12,0	5,5
15	10	5	30	90	10	5	15	11,5	3,5
	15	—	—	80	14,5	—	19,5	13,0	4,2
	20	—	—	70	19,5	—	24,5	14,4	5,4
	25	—	—	70	25	—	30	15,9	6,6
	30	—	—	60	31	—	36	17,5	8,0
	30	—	—	60	31	—	36	17,5	8,0
20	10	4	25	80	12	6	18	14,7	4,3
	15	—	—	70	17	—	23	16,4	5,1
	20	—	—	60	22,5	—	28,5	18,0	6,3
	25	—	—	60	29	—	35	19,7	7,8
	30	—	—	50	36	—	42	21,6	9,4
30	10	3	20	80	15	8	23	20,7	5,8
	15	—	—	70	21	—	29	22,8	6,7
	20	—	—	60	27	—	35	24,7	7,8
	25	—	—	60	35	—	43	27,0	9,5
	30	—	—	50	44	—	52	29,4	11,6
	30	—	—	50	44	—	52	29,4	11,6
50	10	2,5	15	70	19,5	11	30,5	31,4	8,8
	15	—	—	60	27	—	38	34,6	9,4
	20	—	—	50	35	—	46	37,3	10,7
	25	—	—	50	44	—	55	40,0	12,5
	30	—	—	40	54	—	65	42,7	14,8

Unités employées : Puissance en tonnes. Portée en mètres. Vitesse en mètres par minute.

### 2.3. — Ponts roulants spéciaux

N'entrent pas dans le cadre des présentes recommandations :

- ponts stripper,
- ponts casse-fonte,
- ponts pits,
- ponts soumis à de hautes températures,
- ponts à chemin de roulement circulaire,
- ponts à charge fixée rigidement au chariot,
- ponts à électro-aimant.

### 2.4. — Classement des ponts roulants

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



## B.3 Coefficient de majoration dynamique des réactions verticales $\Psi$

58

Groupe de Travail GTS II

### 3,232. — Charge roulante

Les réactions des galets du pont roulant, appliquées sur le rail de roulement, déterminent dans les éléments constitutifs du chemin de roulement (poutre verticale sous rail et poutres verticales et horizontales de contreventement) des efforts verticaux et horizontaux (flexion, compression et cisaillement).

A ces efforts s'ajoutent des efforts de torsion locale et d'ensemble qui dépendent de l'excentricité des charges par rapport au centre de flexion de ces éléments constitutifs et sont fonction des dispositions de leurs assemblages.

### 3,2321. — Évaluation des réactions des galets

Les recommandations suivantes s'appliquent aux ponts roulants qui, ainsi que leurs chariots, sont portés par 4 galets en acier dont 2 sont moteurs, la charge étant suspendue par des câbles.

### 3,2322. — Notations employées

#### 1. — Caractéristiques du pont roulant.

- $B$  : Poids du pont et de son équipement.  
 $K$  : Poids du chariot et de son équipement.  
 $N$  : Poids de la charge nominale (puissance du pont).  
 $V_1$  : Vitesse de levage de la charge.  
 $V_d$  : Vitesse de direction du chariot.  
 $V_t$  : Vitesse de translation du pont.

#### 2. — Réactions d'un galet du pont roulant en charge

##### a) Réaction verticale

- $maxR$  : Réaction maximale statique (pont immobile).  
 $minR$  : Réaction minimale statique (pont immobile).  
 $maxR_1$  : Réaction maximale dynamique (pont en mouvement).  
 $minR_1$  : Réaction minimale dynamique (pont en mouvement).

##### b) Réaction horizontale longitudinale

- $maxR_2$  : Réaction maximale (pont en freinage).  
 $minR_2$  : Réaction minimale (pont en freinage).

##### c) Réaction horizontale transversale

- $maxR_3$  : Réaction maximale.  
 $minR_3$  : Réaction minimale.

#### 3. — Coefficients

- $c$  : Coefficient d'adhérence d'un galet sur son rail.  
 $\varphi$  : Coefficient de majoration dynamique des réactions verticales.

### 3,2323. — Réactions verticales des galets

On obtiendra les réactions verticales des galets du pont en mouvement en multipliant les réactions verticales correspondantes des galets du pont immobile par un coefficient d'effets dynamiques.

Avec les notations définies précédemment, on aura :

$$R_1 = \varphi R$$

Le coefficient  $\varphi$  tient compte des chocs des galets sur leurs rails de roulement, provoqués par les joints de rails, les méplats des galets, ainsi que par l'arrachement ou le lâcher plus ou moins brusque de la charge.

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

#### Valeurs du coefficient $\varphi$ d'effets dynamiques verticaux

Groupe du pont roulant	Chemin de roulement : $\varphi_1$	Supports du chemin : $\varphi_2$
I	1,05	1,00
II	1,15	1,05
III	1,25	1,10
IV	1,35	1,15

Les coefficients  $\varphi_2$  sont à appliquer aux réactions exercées par les supports sur leurs fondations.

### 3,2324. — Réactions horizontales longitudinales

a) Réactions appliquées aux rails de translation. Ces réactions ne s'exercent qu'au droit des galets moteurs. Elles sont dues à l'accélération ou au freinage du mouvement de translation.

On obtiendra la valeur maximale de la réaction horizontale longitudinale d'un galet moteur en multipliant la réaction verticale maximale statique de ce galet (évaluée quand le pont est immobile) par le coefficient d'adhérence du galet sur son rail.

Avec les notations définies précédemment, on aura :

$$R_2 = cR \quad \text{avec} \quad c = 0,20$$

#### b) Réactions appliquées aux butées d'arrêt

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

Les réactions correspondant au choc des sommiers du pont roulant sur les butées de fin de course sont fonction de la vitesse de translation du pont et de l'élasticité des butées. Par suite, leurs valeurs sont à déterminer en accord par les constructeurs du pont et des butées.

### 3,2325. — Réactions horizontales transversales

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

## B.4 Classement de ponts roulants selon les groupes

Conformément aux *Règles pour le calcul des appareils de levage* de la Fédération Européenne de la Manutention (édition juin 1962), les ponts roulants sont répartis en 4 groupes.

Pour déterminer le groupe auquel appartient un pont roulant, on prendra pour base les tableaux suivants.

### Conditions d'utilisation

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

- A. — Utilisation occasionnelle non régulière suivie de périodes de repos,
- B. — Utilisation régulière en service intermittent,
- C. — Utilisation régulière en service intensif.

### Etats de charge

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

- 1) Soulèvement exceptionnel de la charge nominale et manutention courante de faibles charges,
- 2) Soulèvement de charges variant de zéro à la charge nominale,
- 3) Soulèvement régulier de charges voisines de la charge nominale.

### Groupes de ponts roulants

Ces groupes sont définis comme suit, en fonction des conditions d'utilisation et des états de charges.

### Groupes

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

### Exemple de classement de ponts roulants

Définition du pont	Conditions d'utilisation	État de charge	Groupe
<b>1. — Ponts les plus couramment utilisés :</b>			
Pont roulant de centrale ..	A	1	I
Pont de montage et démontage pour salle de machines ..	A	1 ou 2	I
Pont de magasin .....	B ou C	2	II ou III
Pont d'atelier, à crochet ..	B	2	II
Pont à benne (étanche ou à griffe) .....	B ou C	3	III ou IV
Pont à électro-aimant ..	B ou C	3	III ou IV
Pont de coulée ordinaire ..	B ou C	3	III ou IV
Pont à bec ou télescopique ..	Suivant utilisation		II-III ou IV
<b>2. — Ponts de sidérurgie : (demandant une étude spéciale suivant leurs conditions d'utilisation) :</b>			
Pont de coulée .....	C	3	IV
Pont casse-fonte .....	B ou C	3	III ou IV
Pont stripper .....	B ou C	3	III ou IV
Pont pitt .....	B ou C	3	III ou IV
Pont chargeur de fours ..	C	3	IV
Pont vireur de forge .....	C	3	IV

## 3. — CHEMINS DE ROULEMENT

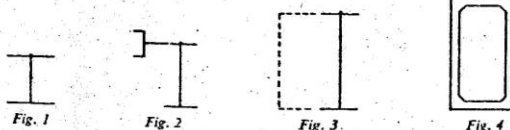
### 3.1. — Dispositions à prévoir

### 3.1.1. — Sections des chemins de roulement

Un chemin de roulement supporte, au passage des galets de translation du pont roulant, des réactions verticales, horizontales et longitudinales.

Par suite, pour résister à ces divers efforts, la section à prévoir varie suivant l'importance du chemin de roulement (puissance, vitesses de levage, de direction et de translation) et de la portée du chemin de roulement.

Cette section peut être constituée, par exemple, comme l'indiquent les croquis suivants :



- par une simple poutrelle à larges ailes (fig. 1),
- par une poutre verticale (poutrelle ou poutre composée) dont la membrure supérieure est renforcée par une poutre horizontale (fig. 2),
- par un ensemble de deux poutres verticales reliées par deux poutres horizontales (fig. 3). La poutre verticale sous rail et la poutre horizontale supérieure constituent les éléments résistants du chemin de roulement. Les deux autres poutres sont des éléments de contreventement,
- par une poutre-caisson (fig. 4).

Dans les sections des figures 2 et 3, la poutre horizontale peut recevoir une passerelle de visite et d'entretien. Toutefois, le platelage de cette passerelle, constitué généralement d'une tôle striée ou perforée, ne doit pas être pris en compte dans la résistance de la poutre horizontale aux efforts du pont roulant.

Pour éviter dans le chemin de roulement des efforts de torsion qui peuvent déterminer des contraintes importantes, dont l'évaluation est toujours difficile et parfois incertaine, il est recommandé de supprimer ou du moins de réduire au minimum l'encastrement des poutres horizontales sur les poutres verticales.



## B.5 Chariot au milieu de la portée du pont RH1

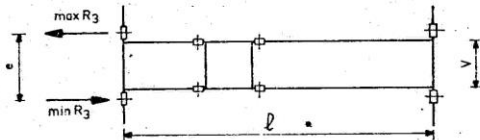
## Chariot à distance minimale du chemin de roulement RH2

### a) Imperfection de l'installation

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

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

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



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

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

Pour évaluer ces réactions, on pourra pratiquement envisager seulement les deux positions suivantes du chariot :

#### a) Chariot au milieu de la portée du pont

Réactions horizontales maximales,  
Réactions verticales moyennes,  
Flexion maximale de la poutre horizontale de contreventement,  
Flexion maximale des supports :

$$\max R_3 = \pm \left\{ 0,02375 \left[ 1,047 (N + K) + B \right] \frac{l}{e} + 0,02375 \left( N \frac{V}{e} + K \right) \right\}$$

$$\min R_3 = \mp \left\{ 0,02375 \left[ 1,047 (N + K) + B \right] \frac{l}{e} - 0,02375 \left( N \frac{V}{e} + K \right) \right\}$$

#### b) Chariot à distance minimale du chemin de roulement

Réactions horizontales minimales,

Réactions verticales maximales,  
Flexion maximale de la poutre verticale de roulement,  
Réaction verticale maximale sur les supports :

$$\max R_3 = \pm \left\{ 0,0052 (N + K + 5B) \frac{l}{e} + 0,02375 \left( N \frac{V}{e} + K \right) \right\}$$

$$\min R_3 = \mp \left\{ 0,0052 (N + K + 5B) \frac{l}{e} - 0,02375 \left( N \frac{V}{e} + K \right) \right\}$$

Les formules ci-dessus supposent que les freins du chariot et du pont roulant sont réglés pour éviter la formation de méplats sur les galets et que ces galets sont montés sans jeu transversal sur leurs axes.

### Formules approchées

Pour les ponts courants de caractéristiques moyennes, on pourra utiliser les formules approchées suivantes :

#### a) Chariot au milieu de la portée du pont

$$\max R_{3A} = \pm \left\{ 0,024 (N + K + B) \frac{l}{e} + 0,021 (N + K) \right\}$$

$$\min R_{3A} = \mp \left\{ 0,024 (N + K + B) \frac{l}{e} - 0,021 (N + K) \right\}$$

#### b) Chariot à distance minimale du chemin de roulement

$$\max R_{3B} = \pm \left\{ 0,0052 (N + K + 5B) \frac{l}{e} + 0,021 (N + K) \right\}$$

$$\min R_{3B} = \mp \left\{ 0,0052 (N + K + 5B) \frac{l}{e} - 0,021 (N + K) \right\}$$

### 3,2326. — Points d'application des réactions des galets

Pour le calcul des efforts développés dans un chemin de roulement par les réactions des galets de translation du pont roulant, on admettra que ces réactions sont appliquées comme indiqué ci-après :

#### — Réactions verticales

Pour tenir compte des tolérances d'exécution du pont roulant et de pose de ses voies de roulement, ainsi que de l'usure des rails, on supposera que les charges verticales des galets ont une excentricité horizontale égale au quart de la largeur du rail de roulement, par rapport à l'axe vertical de l'âme de la poutre de roulement.

Cette valeur s'applique aux ponts des groupes I et II; elle sera portée à la moitié pour les ponts des groupes III et IV des installations sidérurgiques.

#### — Réactions horizontales

Ces réactions seront appliquées au contact des galets avec leurs rails de roulement, leur excentricité verticale, par rapport au dessus des semelles de la poutre de roulement, étant égale à la hauteur du rail.

## B.6 Rapport largeur-épaisseur maximum pour les parois comprimées

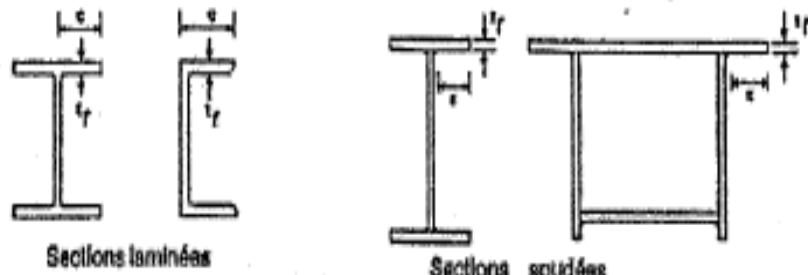
Tableau 53.1 : Feuille 1				
Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées				
(a) Ames : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion) <sup>1</sup>				
Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$  Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$  Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$ : $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$  Quand $\psi \leq -1$ : $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{(-\psi)}$	
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\epsilon$	1	0,92	0,81



Tableau 53.1: Feuille 3

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées



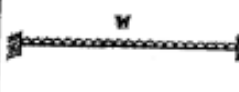
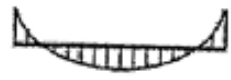
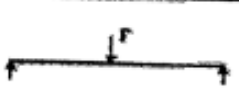

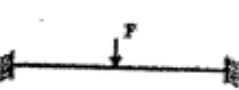

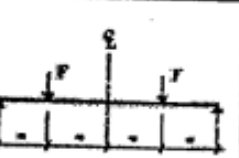
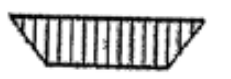
(c) Parois de semelles en console :



Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées	$c/t_f \leq 10 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 9 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées	$c/t_f \leq 11 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{11 \epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 10 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées	$c/t_f \leq 15 \epsilon$	$c/t_f \leq 23 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$		
	soudées	$c/t_f \leq 14 \epsilon$	$c/t_f \leq 21 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$		
		Pour $k_\sigma$ voir tableau 5.3.3			
$\epsilon = \sqrt{235/t_y}$		$t_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
		$\epsilon$	1	0,92	0,81

B.7 Coefficient  $C_1$  pour les différentes valeurs de  $K$  dans le cas de charges transversales

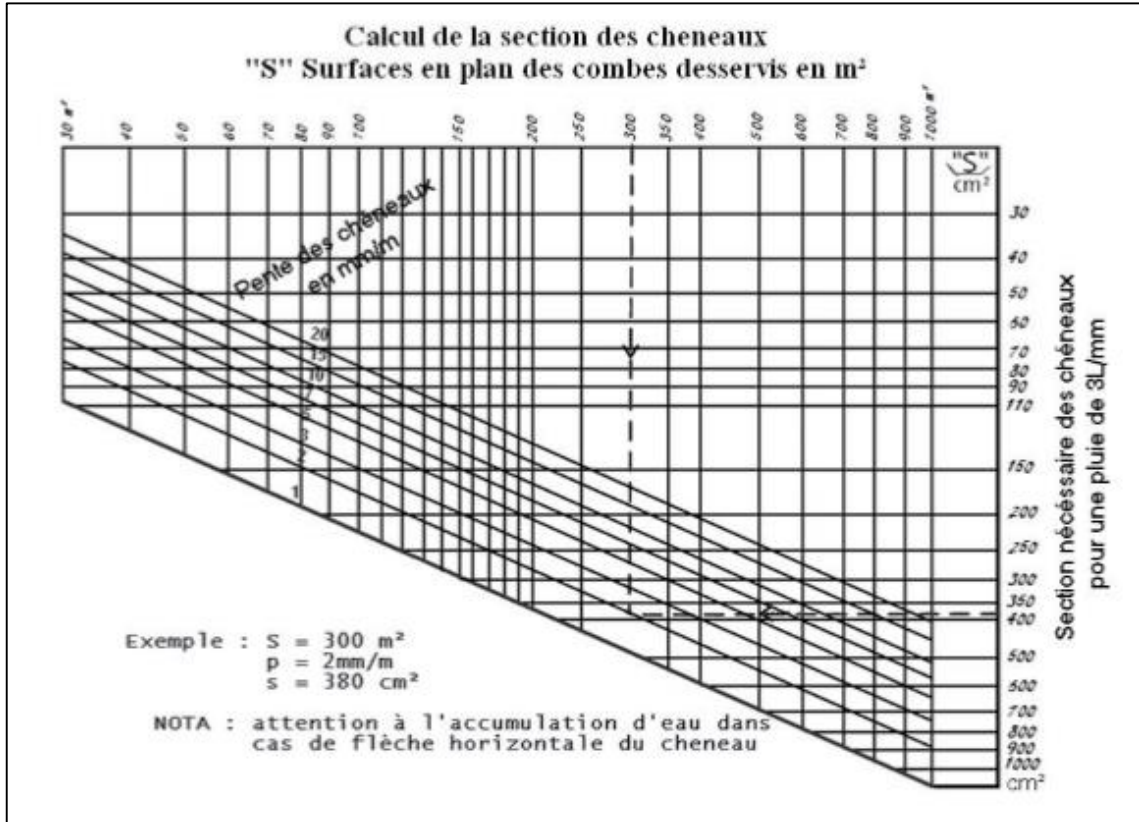
**Tableau B.1.2**      **Coefficients  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$ , pour différentes valeurs de  $k$ , dans le cas de charges transversales**

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

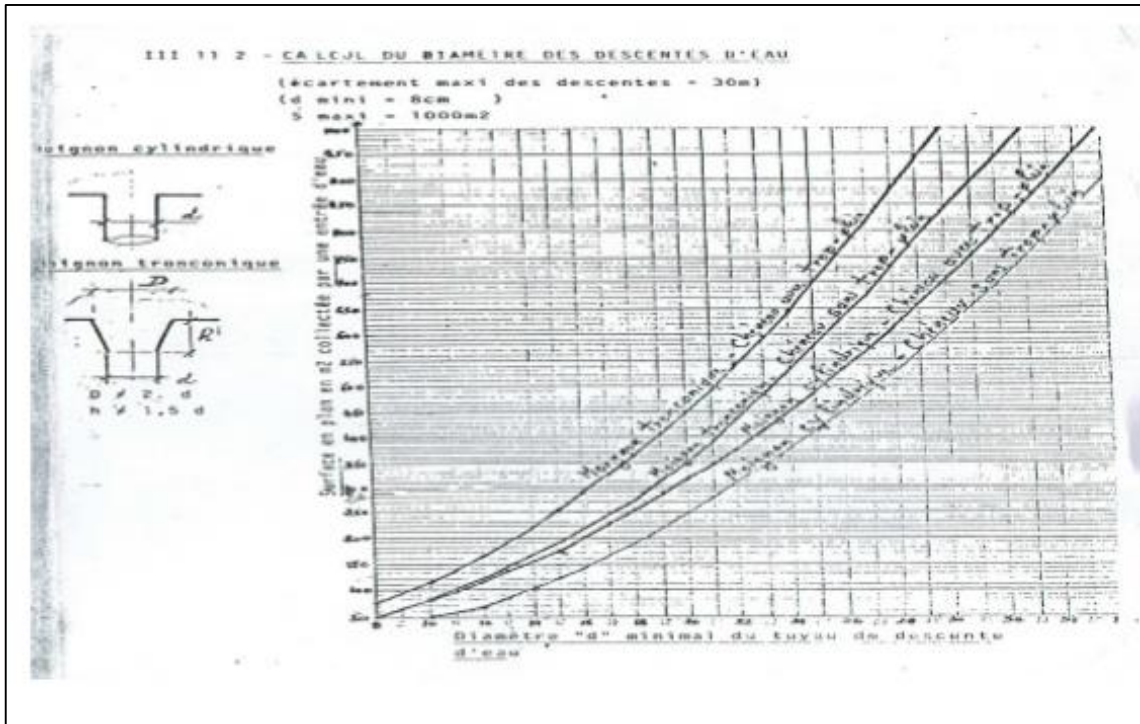
## Annexe C

### Chapitre IV : Dimensionnement des éléments secondaires (CCM 97)

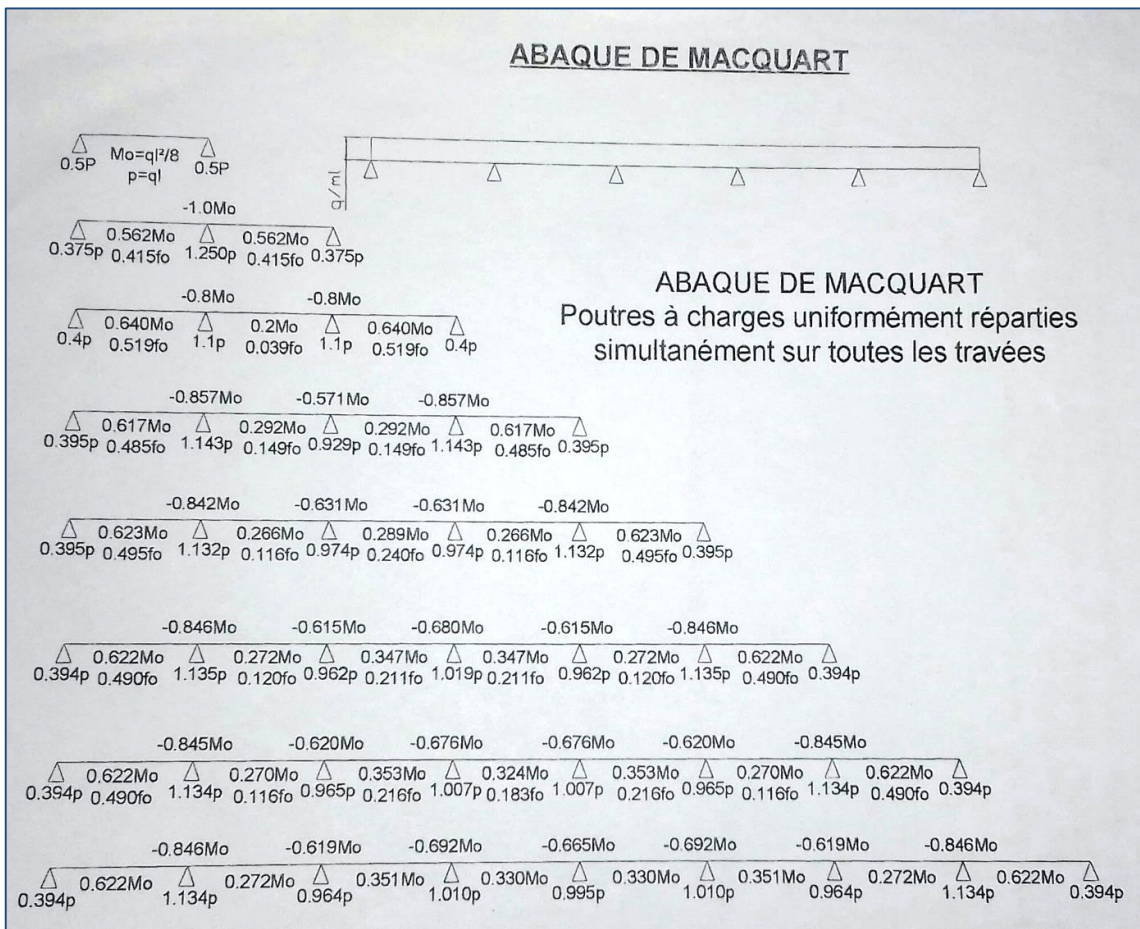
#### C.1 Calcul de la section des chéneaux « s » (surfaces en plan des combes desservis en m<sup>2</sup>)



## C.2 Calcul du diamètre des descentes d'eau « d » en cm



## C.3 L'Abaque de MACQUART



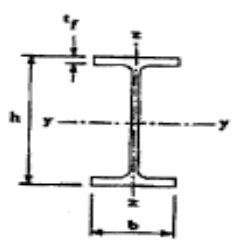
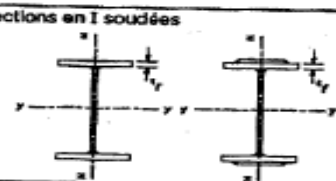



C.4 Coefficient  $C_1$  pour les différentes valeurs de  $K$  dans le cas de charges transversales

**Tableau B.1.2** Coefficients  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  pour différentes valeurs de  $k$ , dans le cas de charges transversales

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890



### C.5 Facteur d'imperfection $\alpha$ selon le choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
<b>Sections en I laminées</b> 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d
<b>Sections en I soudées</b> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d	
<b>Sections creuses</b> 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant ( $f_{yb}^*$ )	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant ( $f_{yd}^*$ )	quel qu'il soit	c
<b>Caissons soudés</b> 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisées et  $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
<b>Sections en U, L, T et sections pleines</b> 		quel qu'il soit	c

**Tableau 55.3 : Choix de la courbe de flambement correspondant à une section**

Courbe de flambement	A	B	C	D
Facteur d'imperfection $\alpha$	0,21	0,34	0,49	0,79

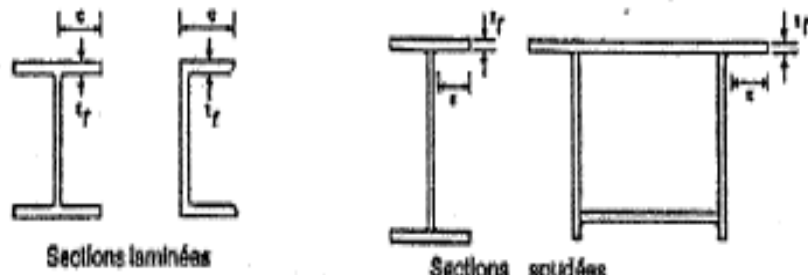
## C.6 Rapport largeur-épaisseur maximum pour les parois comprimées

Tableau 53.1 : Feuille 1				
Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées				
(a) Ames : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion) <sup>1</sup>				
Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$  Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$  Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$ : $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$  Quand $\psi \leq -1$ : $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{(-\psi)}$	
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\epsilon$	1	0,92	0,81

Tableau 53.1: Feuille 3

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

(c) Parois de semelles en console :



Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées	$c/t_f \leq 10 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 9 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées	$c/t_f \leq 11 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{11 \epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 10 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées	$c/t_f \leq 15 \epsilon$	$c/t_f \leq 23 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$		
	soudées	$c/t_f \leq 14 \epsilon$	$c/t_f \leq 21 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$		
			Pour $k_\sigma$ voir tableau 5.3.3		
$\epsilon = \sqrt{235/t_y}$		$t_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
		$\epsilon$	1	0,92	0,81



## C.7 Poids du bardage en Panneau Sandwich (LL35)

**ceYital Spa**

Ilot D. N°6 ZHUN Gardi II –  
Kouba – Alger  
Tél : + (213) 21 56 38 10 à 80  
Fax : + (213) 21 56 38 20

**BATICOMPOS**

BATICOMPOS Spa  
Société de Composants Industrialisés  
DIRECTION GENERALE  
BP 75 Béni – Mançour W/BEJAIA  
Tél. : + (213) 034 34 01 73/74/76/77 /  
Fax : + (213) 034 34 01 69

### FICHE TECHNIQUE

#### **PANNEAU SANDWICH BARDAGE (LL35, LL40, LL60, LL80, LL100, LL150, LL200)**

### **Description**

#### **1. Principe**

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, est un produit composite, fabriqué industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Ces composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale

#### **2. Matériaux**

##### **2.1 Tôle d'acier**

Parements interne et externe en tôle d'acier d'épaisseur nominale minimum 0,4 mm, galvanisé à chaud en continu selon les normes NF EN 10326 ; NF EN 10142 et NF EN 10143 :

Nuance d'acier : DX51D ou S280GD  
Epaisseur de la couche de Zn : 150 g/m<sup>2</sup> pour les deux faces

Nature et épaisseur du revêtement organique :

- Recto : 25 m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).
- Verso : 7 m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).

Les parois ont pour épaisseur

Bardage LL : - 0,55 mm à l'intérieur,  
- 0,55 mm à l'extérieur.

##### **2.2 Mousse isolante**

L'isolant est constitué de mousse rigide de polyuréthane expansée, obtenue par injection en continu d'un mélange de polyol, isocyanate, catalyseur et agent d'expansion de type Pentane, dont les caractéristiques sont indiquées ci-après :

1

Tableau 1 – Caractéristiques de la formulation

Caractéristiques	Spécifications
Masse volumique selon NF EN1602	40 kg/m <sup>3</sup> ± 2 kg/m <sup>3</sup>
Traction perpendiculaire (adhérence sur parement) selon NF EN 1607	80 kPa
Compression sous 10 % d'écrasement selon NF EN 826	100 kPa
Flexion quatre points selon Pr EN 14509	100 kPa
Stabilité dimensionnelle (48 h à 70 °C)	2 %
Stabilité dimensionnelle (48 h à -20 °C)	1 %

### 3. Caractéristiques dimensionnelles

Tableau 2 : Dimensions et tolérances

Dimensions (mm)		Tolérances (mm)
Largeur hors tout	1000 à 2000	7,5
Largeur utile du panneau	Bardage :1000	± 2
Longueur du panneau	< 1000	5
	1000 à 2000	7,5
	2001 à 4000	10
	4000	15
Epaisseurs nominales	35 – 40-60-80-100-150-200	± 2
Défaut d'équerrage		6
Défaut de planéité (en fonction de la longueur mesurée L)	L = 200 mm L = 400 mm L > 700 mm	— Défaut de planéité 0,6 mm — Défaut de planéité 1,0 mm — Défaut de planéité 1,5 mm

### 4. Poids spécifique (kg/m<sup>2</sup>) :

Type de panneau	LL35	LL40	LL60	LL80	LL100	LL150	LL200
Poids spécifique	10.9	11.2	11.84	12.75	13.64	15.4	17.3

### 5. Autres informations techniques

#### 5.1 Isolation thermique :

Pour le noyau de mousse qui est recouvert des 2 cotés de peaux étanches à la diffusion, le coefficient de conduction thermique ( $\lambda$ ) = 0.026 w/m.k

Panneau	LL35	LL60	LL80	LL100	LL 40	LL150	LL200
Coefficient de transmission thermique (w/m <sup>2</sup> .K)	0.53	0.32	0.24	0.19	0.5	0.18	0.135

#### 5.2 Isolation phonique: LL 35 = 26 dB

2

## C.8 Poids de la toiture en Panneau Sandwich (TL75)

**ceYital** Spa

Ilot D, N°6 ZHUN Gardi II –  
Kouba – Alger  
Tél: + (213) 21 56 38 10 à 80  
Fax : + (213) 21 56 38 20

**BATICOMPOS**

BATICOMPOS Spa  
Société de Composants Industrialisés  
DIRECTION GENERALE  
BP 75 Béni – Mançour W/BEJAIA  
Tél. : + (213) 034 34 01 73/74/76/77 /  
Fax : + (213) 034 34 01 69

### FICHE TECHNIQUE

#### PANNEAU SANDWICH TOITURE (TL75)

#### Description

##### 1. Principe

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, est un produit composite, fabriqué industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Ces composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale.

##### 2. Matériaux

###### 2.1 Tôle d'acier

Parements interne et externe en tôle d'acier d'épaisseur nominale minimum 0,4 mm, galvanisé à chaud en continu selon les normes NF EN 10326 ; NF EN 10142 et NF EN 10143 :

Nuance d'acier : DX51D ou S280GD

Epaisseur de la couche de Zn : 150 g/m<sup>2</sup> pour les deux faces

Nature et épaisseur du revêtement organique :

-Recto : 25 m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).

-Verso : 7 m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).

Les parois ont pour épaisseur

Toiture TL 75 : - 0,55 mm à l'intérieur,

- 0,75 mm à l'extérieur

-0,4 mm à l'intérieur

-0,6 mm à l'extérieur

###### 2.2 Mousse isolante

L'isolant est constitué de mousse rigide de polyuréthane expansée, obtenue par injection en continu d'un mélange de polyol, isocyanate, catalyseur et agent d'expansion de type Pentane, dont les caractéristiques sont indiquées ci-après :

6

**Tableau 1 – Caractéristiques de la formulation**

Caractéristiques	Spécifications
Masse volumique selon NF EN1602	40 kg/m <sup>3</sup> ± 2 kg/m <sup>3</sup>
Traction perpendiculaire (adhérence sur parement) selon NF EN 1607	80 kPa
Compression sous 10 % d'écrasement selon NF EN 826	100 kPa
Flexion quatre points selon Pr EN 14509	100 kPa
Stabilité dimensionnelle (48 h à 70 °C)	2 %
Stabilité dimensionnelle (48 h à -20 °C)	1 %

**3. Caractéristiques dimensionnelles**

**Tableau 2 : Dimensions et tolérances**

Dimensions (mm)		Tolérances (mm)
Largeur hors tout	1000 à 2000	7,5
Largeur utile du panneau	Toiture :1035	± 2
Longueur du panneau	< 1000	5
	1000 à 2000	7,5
	2001 à 4000	10
	4000	15
Epaisseurs nominales	53	± 2
Défaut d'équerrage		6,21
Défaut de planéité (en fonction de la longueur mesurée L)	L = 200 mm L = 400 mm L > 700 mm	— Défaut de planéité 0,6 mm — Défaut de planéité 1,0 mm — Défaut de planéité 1,5 mm

Poids spécifique (kg/m<sup>2</sup>) : 14.2

**4. Autres informations techniques**

**4.1 Isolation thermique :**

Pour le noyau de mousse qui est recouvert des 2 cotés de peaux étanches à la diffusion,

le coefficient de conduction thermique ( $\lambda$ ) = 0.026 w/m.k

Panneau	TL75
Coefficient de transmission thermique (w/m <sup>2</sup> .K)	0.40

**4.2 Isolation phonique :** TL75 : 26dB

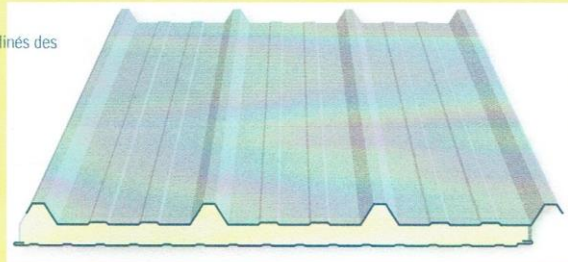
7

C.9 W en cm<sup>3</sup> et I<sub>y</sub> en cm<sup>4</sup> selon l'épaisseur nominale (mm)

**ACIERS GROSJEAN**

**panneau sandwich toiture**

**Application**  
panneau isolant pour toits inclinés des bâtiments industriels



**JI ISOROOF 1000**



Veillez indiquer la longueur de la tôle et de l'âme isolante  
longueur de l'âme isolante min.: 2m50 - longueur max. de la tôle: 16m  
démoussage: 50mm min. (standard) - 350mm max.

**Exécution standard**

**A → TÔLE EXTÉRIEURE**

tôle d'acier: sendzimir galvanisée 275g/m<sup>2</sup> | profil: 45.333.1000 | épaisseur: 0.60mm  
finition: polyester 25μ (14 coloris standard\*) ou option: plastisol 200μ (12 coloris standard\*)

**C → ÂME ISOLANTE**

mousse rigide de polyuréthane (PUR) | densité: 45kg/m<sup>3</sup> | classement au feu: B3 (sans CFC)  
coefficient de conductivité: 0.0235W/m.K | épaisseur standard: 40mm  
épaisseurs optionnelles: 60, 80 et 100mm → **commandes inférieures à 100m<sup>2</sup>: FRAIS DE MISE EN PRODUCTION**

**B → TÔLE INTÉRIEURE**

tôle d'acier: sendzimir galvanisée 275g/m<sup>2</sup> | profil: nervuré | finition: polyester intérieur 15μ blanc

**D → BANDE D'ÉTANCHÉITÉ** mousse de polyuréthane

**COMMANDES SUR MESURE**

polyester silicone 25μ	14 coloris standard*
épaisseurs: 40mm   60mm   80mm   100mm	
plastisol 200μ	12 coloris standard* SUPPLÉMENT
achat minimal par couleur / épaisseur / longueur: 3 panneaux	

4

9



## CARACTERISTIQUES TECHNIQUES

EPAISSEUR NOMINALE	POIDS	VALEUR-U*	VALEUR-R*	MOMENT DE CHAMP MAX.	MOMENT D'APPUI MAX.	I	W	REACTION D'APPUI
mm	kg/m <sup>2</sup>	W/m <sup>2</sup> .K	m <sup>2</sup> .K/W	kg.m	kg.m	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	kg
40	11,71	0,52	1,92	276	271	78,1	28	1320
60	12,51	0,38	2,77	371	371	150,0	38	1485
80	13,30	0,29	3,62	471	471	247,7	49	1650
100	14,10	0,23	4,48	568	571	365,7	58	1815

\* selon UEArc - annexe 1

## TABLEAU DES PORTÉES D'UTILISATION

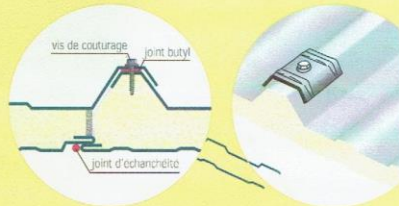
CHARGE kg/m <sup>2</sup>	EPAISSEUR mm	PORTÉE MAXIMALE (m)				PORTÉE MAXIMALE (m)			
		L/150	L/200	L/250	L/300	L/150	L/200	L/250	L/300
80	40	3,54	3,21	2,99	2,81	3,94	3,94	3,94	3,77
	60	4,40	4,00	3,71	3,49	4,57	4,57	4,57	4,57
	80	5,15	4,73	4,38	4,13	5,15	5,15	5,15	5,15
	100	5,55	5,13	4,78	4,53	5,55	5,55	5,55	5,55
100	40	3,29	2,99	2,77	2,60	3,53	3,53	3,53	3,50
	60	4,08	3,71	3,44	3,24	4,09	4,09	4,09	4,09
	80	4,61	4,38	4,07	3,83	4,61	4,61	4,61	4,61
	100	5,01	4,78	4,47	4,13	5,01	5,01	5,01	5,01
120	40	3,09	2,81	2,60	2,45	3,22	3,22	3,22	3,22
	60	3,73	3,49	3,24	3,05	3,73	3,73	3,73	3,73
	80	4,20	4,13	3,83	3,60	4,20	4,20	4,20	4,20
	100	4,60	4,53	4,23	4,00	4,60	4,60	4,60	4,60
140	40	2,93	2,67	2,48	2,33	2,98	2,98	2,98	2,98
	60	3,45	3,32	3,08	2,90	3,45	3,45	3,45	3,45
	80	3,89	3,89	3,64	3,42	3,89	3,89	3,89	3,89
	100	4,29	4,29	4,04	3,82	4,29	4,29	4,29	4,29

### Montage

Les panneaux se posent sur une structure en acier ou en bois. La fixation se fait au moyen de vis et cavaliers appropriés. Tous les accessoires sont fournis dans la couleur des panneaux. On vous conseille de poser une bande butyl entre la panne et le panneau.

Les panneaux sont livrés avec un recouvrement longitudinal droit et un recouvrement transversal non moussé de 50mm. Il est possible de commander les panneaux avec un recouvrement non moussé plus important.

Dans ce cas, il faut préciser la longueur de la tôle et de l'isolant. Plus d'info voyez p98.



## Annexe D

### Chapitre V : Etude sismique (RPA99/V2003)

#### D.1 Coefficient d'accélération de zone A

Tableau 4.1 : Coefficient d'accélération de zone "A".

Les valeurs du coefficient d'accélération de zone "A" sont révisées comme suit :

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

#### D.2 Pourcentage d'amortissement critique $\xi$

Tableau 4.2 : Valeurs de  $\xi$  (%)

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

### D.3 Coefficient de comportement global de la structure R

**Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R**

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b>A</b>	<b><u>Béton armé</u></b>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
<b>B</b>	<b><u>Acier</u></b>	
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
<b>C</b>	<b><u>Maçonnerie</u></b>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

<b>D</b>	<b><u>Autres systèmes</u></b>	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3,5
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	4
17	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2



#### D.4 Valeur des pénalités $P_q$ selon le facteur de qualité Q

**Tableau 4.4.: valeurs des pénalités  $P_q$**

<b>Critère q »</b>	<b><math>P_q</math></b>	
	<b>Observé</b>	<b>N/observé</b>
<b>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	0	0,05
<b>2. Redondance en plan</b>	0	0,05
<b>3. Régularité en plan</b>	0	0,05
<b>4. Régularité en élévation</b>	0	0,05
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0	0,05
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0	0,10

---

## D.5 Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du type de remplissage $C_T$

**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

## D.6 Périodes $T_1$ , $T_2$ du site

**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

## D.7 Nature du site (Rapport Géotechnique)

**Sol Information** .06, BAT03, 110 LOGTS, CHETOUANE, TLEMCEM. Tel Fax/ 043 36 51 90 .LABORATOIRE: Géologie, géophysique, hydrogéologie, géotechnique, Sondage, suivi Travaux Routier & consulting.

### 7- CONCLUSION

Dans l'objectif d'atteindre une stabilité bien tenue de la structure et de l'adapter au sol du site, ce dernier a fait l'objet d'une étude géotechnique menée par le laboratoire SOL INFORMATION. D'où on conclut ce qui suit :

- Le sous sol possède un contexte géologique de quaternaires récents, se sont des formations sédimentaires à caractère fluviatile et /ou alluvionnaire d'alternance de limon de sable, et d'argile d'où le sol est classé sol meuble (S3)
- L'analyse physique qui englobe la granulométrie, la sédimentation et les limites d'atterberg indique un sol composé par du sable fin limoneux (SL-LP), surmonté par une couche d'argile limoneuse (TV).
- Les différents sondages n'ont détecté aucune nappe phréatique jusqu'à la fin des travaux de sondages (10m).
- Les essais pénétrométriques montrent que les résistances sont généralement moyennes, avec un refus d'une profondeur de 2.00m en moyenne.
- Les analyses chimiques indiquent que le sous sol a une tendance basique et non agressive vis-à-vis le béton armé.
- Les tassements sont négligeables
- La capacité portante dans le site géotechnique est de l'ordre de 1.80bar, avec un ancrage de 2.00m.
- Les fondations seront du type isolées et/ou filantes.
- Le type de ciment sera CPJ
- Le dosage de béton est de l'ordre de 350Kg/m<sup>3</sup>

### 8- RECOMMANDATIONS :

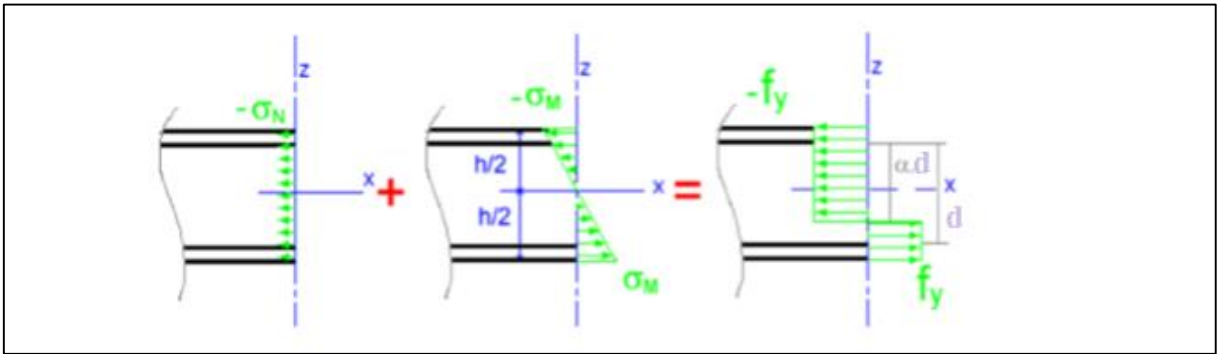
- La réalisation des fondations sur une couche de gros béton d'une épaisseur de 60cm.
- Les fondations doivent être ancrées de manière homogène sur tout le pourtour du bâtiment.
- La réalisation d'un système de drainage au pourtour de la structure, est obligatoire pour faire circuler les eaux de pluies.
- Peindre les fondations par une couche de bitume afin d'éviter tout contact avec l'eau.
- Durée d'ouverture de la fouille dans tous les cas, devra être aussi courte que possible.
- Deux éléments de construction accolés et fondés de manière différente doivent être désolidarisés et munis de joints de rupture sur toute leur hauteur pour permettre des mouvements différentiels.
- Tout élément de nature à provoquer des variations saisonnières d'humidité du terrain (arbre, drain, pompage ou au contraire infiltration localisée d'eaux pluviales ou d'eaux usées) doit être le plus éloigné possible de la construction.
- Sous la construction, le sol est en équilibre hydrique alors que tout autour il est soumis à l'évaporation saisonnière, ce qui tend à induire des différences de teneur en eau au droit des fondations. Pour l'éviter, il convient d'entourer la construction d'un dispositif, le plus

## Annexe E

### Chapitre VI : Vérification des éléments structuraux (CCM 97)

E.1 Calcul de coefficient  $\alpha$  selon la distribution de contraintes dans l'âme à la flexion composée (Tableau 53.1 feuille 1 du CCM 97)

➤ Pour la traverse IPE 360



$$\begin{cases} -\sigma_N + (-\sigma_M) = -f_y \\ -\sigma_N + (+\sigma_M) = +f_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} -\frac{N}{t_w \times d} - \frac{M}{I} \times z = -\frac{F}{t_w \times \alpha \cdot d} \\ -\frac{N}{t_w \times d} + \frac{M}{I} \times z = +\frac{F}{t_w \times (d - \alpha \cdot d)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -\frac{2102,63}{8 \times 298,6} - \left( \frac{13609}{8 \times 298,6^3} \times \frac{298,6}{12} \right) = -\frac{F}{8 \times \alpha \cdot 298,6} \\ -\frac{2102,63}{8 \times 298,6} + \left( \frac{13609}{8 \times 298,6^3} \times \frac{298,6}{12} \right) = +\frac{F}{8 \times (298,6 - 298,6 \cdot \alpha)} \end{cases}$$

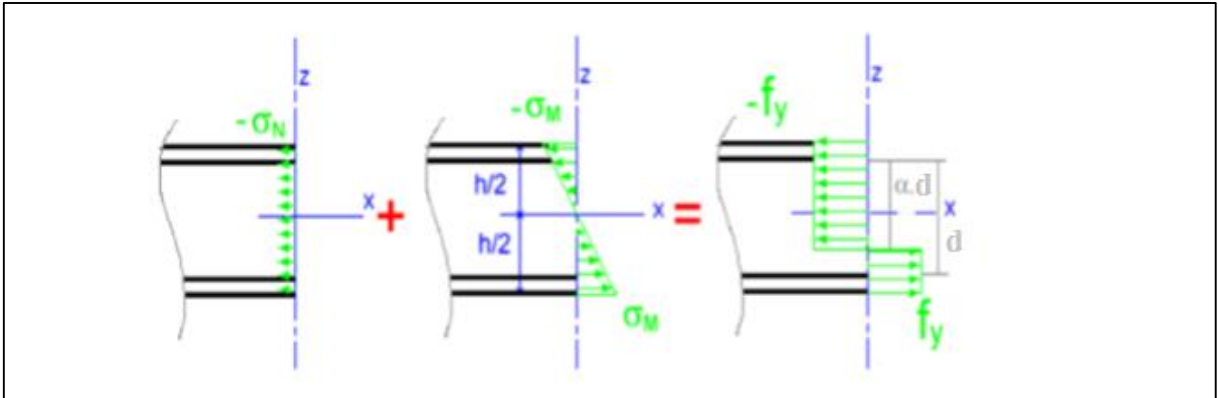
$$\begin{cases} -0,994 = -\frac{F}{2388,8 \cdot \alpha} \\ -0,765 = +\frac{F}{(2388,8 - 2388,8 \cdot \alpha)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -2374,4672 \cdot \alpha = -F \\ -1827,432 + 1827,432 \cdot \alpha = +F \end{cases}$$

$$\rightarrow -F = F \rightarrow -2374,4672 \cdot \alpha = -1827,432 + 1827,432 \cdot \alpha$$

$$\rightarrow -4201,899 \cdot \alpha = -1827,432 \rightarrow \alpha = \frac{-1827,432}{-4201,899} = \mathbf{0,43}$$

➤ Pour le Poteau HEA 360



$$\begin{cases} -\sigma_N + (-\sigma_M) = -f_y \\ -\sigma_N + (+\sigma_M) = +f_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} -\frac{N}{t_w \times c} - \frac{M}{I} \times z = -\frac{F}{t_w \times \alpha \cdot d} \\ -\frac{N}{t_w \times c} + \frac{M}{I} \times z = +\frac{F}{t_w \times (d - \alpha \cdot d)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -\frac{8423,14}{10 \times 261} - \left( \frac{46000}{\frac{10 \times 261^3}{12}} \times \frac{261}{2} \right) = -\frac{F}{10 \times \alpha \cdot 261} \\ -\frac{8423,14}{10 \times 261} + \left( \frac{46000}{\frac{10 \times 261^3}{12}} \times \frac{261}{2} \right) = +\frac{F}{10 \times (261 - \alpha \cdot 261)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -3,632 = -\frac{F}{2610 \cdot \alpha} \\ -2,822 = +\frac{F}{(2610 - 2610 \cdot \alpha)} \end{cases}$$

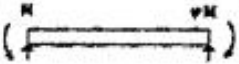


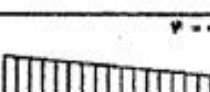
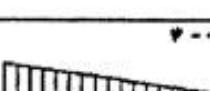
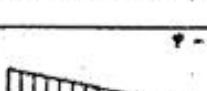
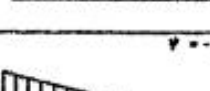
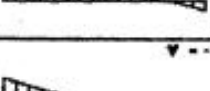
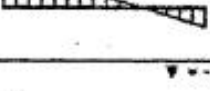
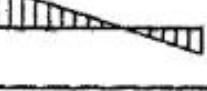
$$\begin{cases} -9479,52 \cdot \alpha = -F \\ -7365,42 + 7365,42\alpha = +F \end{cases}$$

$$\rightarrow -F = F \rightarrow -9479,52 \cdot \alpha = -7365,42 + 7365,42 \cdot \alpha$$

$$\rightarrow -16844,94 \cdot \alpha = -7365,42$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{-7365,42}{-16844,94} = \mathbf{0,44}$$

E.2 Coefficient  $C_1$  pour différentes valeurs de  $K$  dans le cas de moment d'extrémités selon  $\Psi$

Tableau B.1.1. Coefficients $C_1$ , $C_2$ et $C_3$ pour différentes valeurs de $k$ , dans le cas de moments d'extrémités					
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de $k$	Coefficients		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
	 $\Psi = 1$	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	 $\Psi = 3/4$	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	 $\Psi = 1/2$	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	 $\Psi = 1/4$	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,235
	 $\Psi = 0$	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	 $\Psi = -1/4$	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	 $\Psi = -1/2$	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	 $\Psi = -3/4$	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	-	0,366 0,576 0,837
	 $\Psi = -1$	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000



### E.3 La facteur d'imperfection $\alpha$ selon le choix de la courbe de flambement correspondant à une section

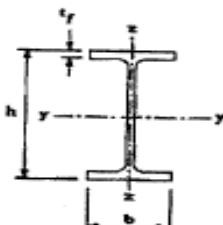


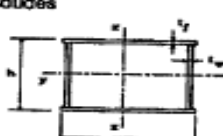


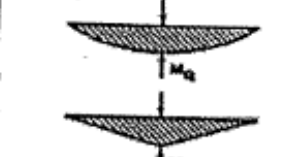
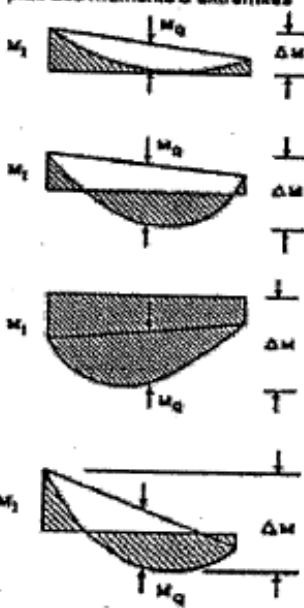
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
<b>Sections en I laminées</b> 	$h/b > 1,2$ ; $t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c
	$h/b \leq 1,2$ ; $t_f \leq 100$ mm $t_f > 100$ mm	y-y z-z y-y z-z	b c d d
<b>Sections en I soudées</b> 	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c
	$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d
<b>Sections creuses</b> 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $f_{yb}$ *)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $f_{yk}$ *)	quel qu'il soit	c
<b>Caissons soudés</b> 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	y-y z-z	c c
<b>Sections en U, L, T et sections pleines</b> 		quel qu'il soit	c

Tableau 55.3 : Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection $\alpha$	0.21	0.34	0.49	0.76

Tableau 55.1 : Facteur d'imperfection  $\alpha$

### E.4 Facteurs de moment uniforme équivalent ( $\beta_{My}$ ; $\beta_{Mz}$ ; $\beta_{MLT}$ )

Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent $\beta_M$
<p>Moments d'extrémités</p>  <p><math>-1 \leq \psi \leq 1</math></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> 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ <p><math>M_Q = [\max M]</math> <math>dQ</math> aux charges transversales seulement</p> $\Delta M = \begin{cases} [\max M] & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\  [\max M]  +  [\min M]  & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Facteur	Axe de flexion	points maintenus suivant la direction
$\beta_{My}$	y-y	z-z
$\beta_{Mz}$	z-z	y-y
$\beta_{MLT}$	y-y	y-y

Tableau 55.4 : Facteurs de moment uniforme équivalent



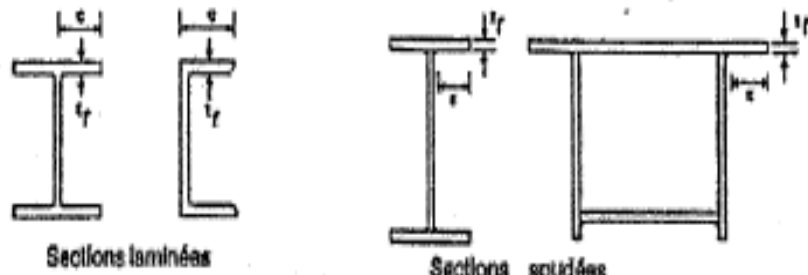
## E.5 Rapport largeur-épaisseur maximum pour les parois comprimées

Tableau 53.1 : Feuille 1				
Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées				
(a) Ames : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion) <sup>1</sup>				
<p style="text-align: right;">Axe de flexion</p> <p style="text-align: center;"><math>d = h - 3t \quad (t = t_f = t_w)</math></p>				
Classe	Ame fléchie	Ame comprimée	Ame en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 396 \epsilon / (13 \alpha - 1)$  Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$  Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$ : $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$  Quand $\psi \leq -1$ : $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{(-\psi)}$	
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\epsilon$	1	0,92	0,81

Tableau 53.1: Feuille 3

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

(c) Parois de semelles en console :



Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées	$c/t_f \leq 10 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 9 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées	$c/t_f \leq 11 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{11 \epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 10 \epsilon$	$c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées	$c/t_f \leq 15 \epsilon$	$c/t_f \leq 23 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$		
	soudées	$c/t_f \leq 14 \epsilon$	$c/t_f \leq 21 \epsilon \sqrt{k_\sigma}$		
			Pour $k_\sigma$ voir tableau 5.3.3		
$\epsilon = \sqrt{235/t_y}$		$t_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
		$\epsilon$	1	0,92	0,81

## Annexe F

### Chapitre VII : Calcul des assemblages

#### F.1 Valeurs limites des pinces et entraxes

		Assemblage	
		Plat extérieur	Plat intérieur
Pince longitudinale $e_1$	N	$1,2 d_o$ (1)	$1,2 d_o$ (1)
	K	12t ou 150 mm (2) (max)	12t ou 150 mm (2) (max)
Pince transversale $e_2$	N	$1,5 d_o$ (3)	$1,5 d_o$ (3)
	K	12t ou 150 mm (2) (max)	12t ou 150 mm (2) (max)
Entraxe $p_1$	File extérieure	N	$2,2 d_o$ (4)
	Élément comprimé	K	$2,2 d_o$ (4)
	File intérieure	N	14t ou 200 mm (6) (min)
	Élément comprimé	K	14t ou 200 mm (6) (min)
	File extérieure	N	$2,2 d_o$ (4)
	Élément tendu	K	$2,2 d_o$ (4)
	File intérieure	N	14t ou 200 mm (5) (min)
	Élément tendu	K	14t ou 200 mm (5) (min)
Entraxe $p_2$	Élément comprimé	N	28t ou 400 mm (5) (min)
		K	28t ou 400 mm (5) (min)
	Élément tendu	N	$3 d_o$ (7)
		K	$3 d_o$ (7)
		N	14t ou 200 mm (6) (min)
		K	14t ou 200 mm (6) (min)

$d_o$  = diamètre du trou  
 $t$  = épaisseur du plat le plus mince, situé vers l'extérieur

*Tableau 65.1 : Valeurs limites des pinces et entraxes*

#### F.2 Valeurs nominales de $f_{yb}$ et $f_{ub}$ des boulons

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	500	500	600	600	800	1000

*Tableau 3.3 : Valeurs nominales de  $f_{yb}$  et  $f_{ub}$  des boulons*

### F.3 Principales caractéristiques géométriques

Diamètre nominal d	Pas P	Clef	Diamètre du noyau de la vis d3	Diamètre intérieur de l'écrou d1	Diamètre de la rondelle	Section résistante As	Diamètre moyen dm	Tôle usuelle	Cornière usuelle
8	1.25	13	6.466	6.647	16	36.6	14	2	30
10	1.5	17	8.160	8.376	20	58.0	18.3	3	35
12	1.75	19	9.853	10.106	24	84.3	20.5	4	40
14	2	22	11.546	11.835	27	115	23.7	5	50
16	2	24	13.546	13.835	30	157	24.58	6	60
18	2.5	27	14.933	15.294	34	192	29.1	7	70
20	2.5	30	16.933	17.294	36	245	32.4	8	80
22	2.5	32	18.933	19.294	40	303	34.5	10.14	120
24	3	36	20.319	20.752	44	353	38.8	>14	>120
27	3	41	23.319	23.752	50	459	44.2	-	-
30	3.5	46	25.706	26.211	52	561	49.6	-	-
33	3.5	50	28.706	29.211		694		-	-
36	4		31.093	31.670		817		-	-

Tableau 1 : Principales caractéristiques géométriques

### F.4 ( $\beta_w$ ; $\gamma_{Mw}$ ) Variables selon la nuance d'acier

Acier	$f_u$ (MPa)	$\beta_w$	$\gamma_{Mw}$
S 235	360	0,8	1,25
S 275	430	0,85	1,30
S 355	510	0,9	1,35

$\beta_w$   $\gamma_{Mw}$  variables selon la nuance d'acier

### F.5 Facteur de forme

Coefficients	trou nominal	trou surdimensionné	trou oblong
$k_s$	1	0.85	0.7
$\gamma_{Ms,ser}$ ELS	1.20	1.20	1.20
$\gamma_{Ms,ult}$ ELU	1.10	1.25	1.25

---

## F.6 Coefficient de frottement $\mu$

Classe de surface	$\mu$ coefficient de frottement	état de surface
A	0.5	Grenaillé ou sablé
B	0.4	Grenaillé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité



---

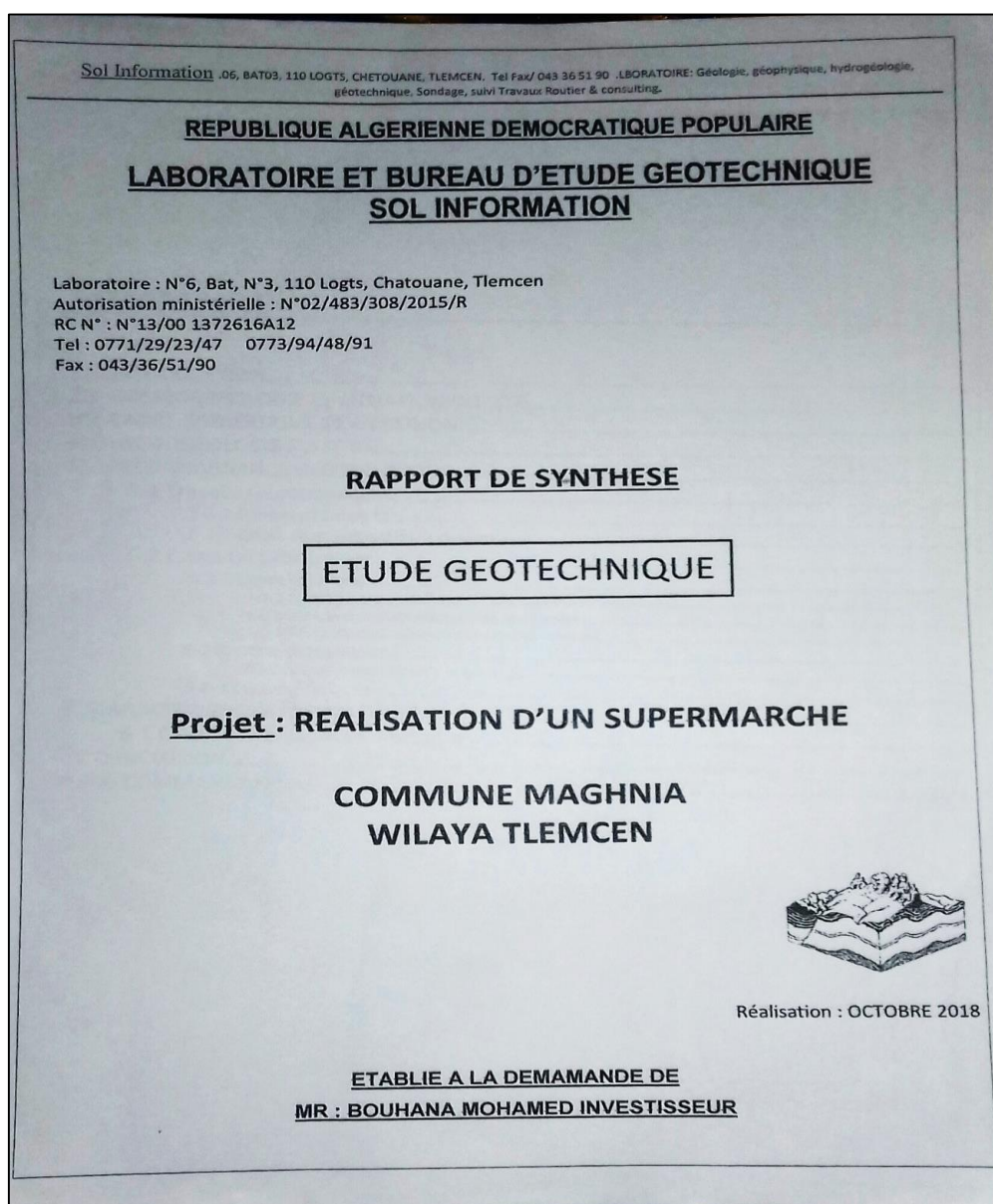
## Annexe G

### Chapitre VIII : Calcul des fondations

#### (Rapport Géotechnique)

##### G.1 Géomorphologie et situation du site

Vu qu'on n'a pas le rapport géotechnique de notre ouvrage donc on a pris le même rapport géotechnique de ce site (réalisation d'un supermarché) qui est mitoyen avec notre projet.



## 1- INTRODUCTION

Suite a la demande de MR : BOUHANA MOHAMED INVESTISSEUR, le laboratoire sol information a entamé une étude géotechnique du projet REALISATION D'UN SUPERMARCHÉ. Cette étude éclairci un ensemble d'états du site, lorsque cette dernière entame la géologie, l'hydrogéologie, la sismicité, et la morpho géologie, et décri les différents aléas qui touche la stabilité générale des ouvrages dans le site géotechnique, elle va, aussi, en mesurant les caractéristiques du sol, et en définissant les déformations et les résistances, permettre d'optimiser le dimensionnement de l'ouvrages et de son infrastructure.

## 2- GEOMORPHOLOGIE ET SITUATION DU SITE

Le site objet de l'étude est un terrain nu, plat, se situ dans la sortie de MAGHNIA en allant vers la frontière prés du nouveau manège en cours de construction et du stade du MAGHNIA.



## 3- CADRE GEOLOGIQUE DE LA REGION

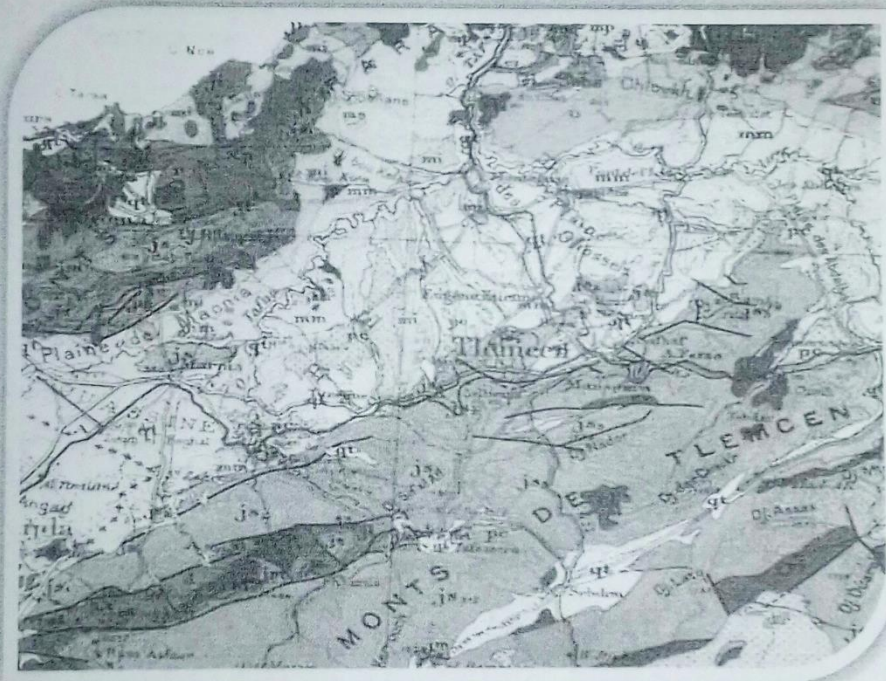
le domaine Tlemcenien qui s'étend de la frontière Algéro-Marocaine à l'Ouest jusqu'au environ de Tiarret à l'Est, montre que le secteur d'étude est située sur les monts de Tlemcen sur des terrains sédimentaires relativement tendres dans lesquels s'alternent des couches perméables formées de dolomies, de calcaires, et de grés, ainsi que des couches imperméables à base de marnes et d'argiles. Notre secteur d'étude se situe à la jonction des domaines Jurassique et



Miocène, dont la stratigraphie démontre que les formations sédimentaires datent du Jurassique supérieur.

L'analyse litho stratigraphique des différentes formations décrite en évidence leurs diversités ; ce sont surtout des marnes, des calcaires, des grés-calcaires et des dolomies. D'autre part, Cette géologie permis de connaître les niveaux les plus représentatifs dans le grand Tlemcen, et qui sont :

- Les grés de Boumediene,
- Les dolomies de Tlemcen,
- Les grés du Tortonien,
- Les dolomies de Terni,
- Les alluvions du Plio-Quaternaire.





## G.2 Contrainte admissible du sol $\overline{\sigma}_{sol}$

**Sol Information** .06, BAT03, 110 LOGTS, CHETOUANE, TLEMCEM. Tel Fax/ 043 36 51 90 .LABORATOIRE: Géologie, géophysique, hydrogéologie, géotechnique, Sondage, suivi Travaux Routier & consulting.

### 5-2-3 ESSAIS CHIMIQUES

Des essais chimiques ont été réalisés afin de déterminer les constitutions chimiques des formations de sous sol, et voir par la suite le taux d'agressivité de ces constitutions chimiques, le tableau qui suit montre le pourcentage moyen des ions chimiques des différentes couches:

Formation	Matière organique MO	PH	Carbonate $CaCO_3$	Chlorure Cl	Sulfate $SO_4$
Mélange de Sable fin limoneux peu graveleux rougeâtre avec du tuf beige blanchâtre peu calcaireux	-	7.10	41.50	-	-

Les résultats des essais chimiques indiquent qu'il s'agit d'un sous sol à une tendance basique où on constate un PH normale, avec une présence de carbonate remarquable, le sulfate, le chlorure, et la matière organique sont négligeable, c'est un sol non agressif vis à vis le béton armé.

### 6- CARACTERISTIQUE GEOTECHNIQUE DU SOL

#### 6-1 Calcul De La Capacité Portante:

La capacité portante du sous-sol exerçant une charge; est calculée à partir de la formule suivante; selon les règles de calculs D.T.U-13.12:

$$q_a = \frac{\gamma_1 D + \rho \gamma_2 N_\gamma + \gamma_1 D (N_q - 1) + 1,3 \cdot C' \cdot N_c}{K}$$

$q_a$  : la charge limite du sol (capacité portante). (kg/cm<sup>2</sup>)

$\gamma_1$  : poids volumique des terres en repos en dessus de la semelle. (g/cm<sup>3</sup>)

$\gamma_2$  : poids volumique des terres en repos en dessous de la semelle. (g/cm<sup>3</sup>)

$D$  : encastrement. (m).

$C'$  : cohésion. (kg/cm<sup>2</sup>).

$\rho = 0.5m$

$\kappa$  : coefficient de sécurité

$N_\gamma, N_q, N_c$  : facteurs de portances dépendant de l'angle de frottement

SONDAGE	Contrainte admissible $\overline{\sigma}$
S1	1.855
S2	1.862

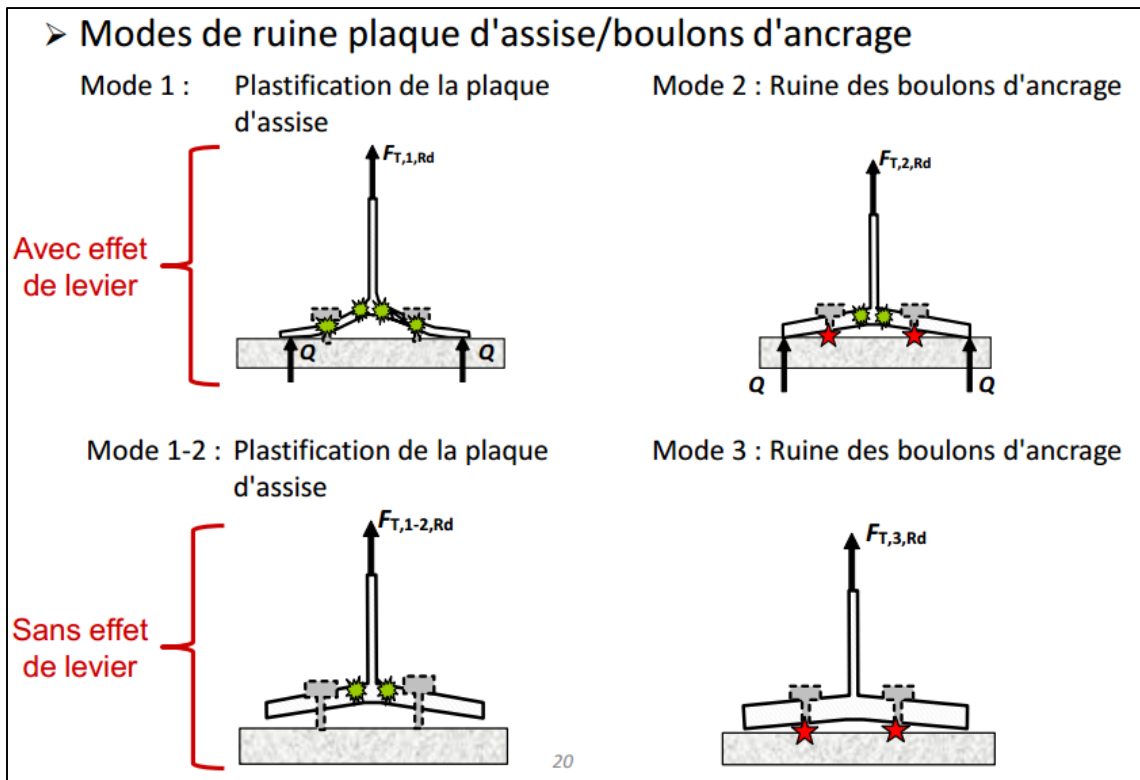
**G.3 Section  $A_s$  en  $\text{cm}^2$  de N armatures de diamètre  $\varnothing$  (mm)**

$\varnothing$ mm	Poids au ml [kg]	SECTIONS EN CENTIMETRES CARRES										
		nbre Périmètre cm	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0.154	1.6	0.20	0.39	0.59	0.79	0.98	1.18	1.37	1.57	1.77	1.96
6	0.222	1.9	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83
8	0.392	2.5	0.50	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	5.03
10	0.613	3.1	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.26	7.07	7.85
12	0.882	3.8	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.03	10.18	11.31
14	1.201	4.4	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.85	15.39
16	1.568	5.0	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11
20	2.450	6.3	3.14	6.28	9.42	12.57	15.70	18.85	21.99	25.13	28.27	31.42
25	3.826	7.8	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09
32	6.273	10.0	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.39	80.42
40	9.802	12.6	12.57	25.13	37.70	50.27	62.83	75.36	87.96	100.53	113.10	125.66

**G.4 Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée  $\alpha$  (RPA)**

Site	Zone		
	I	II	III
S <sub>1</sub>	-	-	-
S <sub>2</sub>	-	15	12
S <sub>3</sub>	15	12	10
S <sub>4</sub>	12	10	8

## G.5 Les modes de ruines plaque d'assise/boulons d'ancrage



### Mode 4 : Plastification de l'âme du poteau en traction

