

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 : Constructions métallique et mixtes.

Thème :

**ETUDE D'UNE HALLE INDUSTRIELLE EN  
CHARPENTE METALIQUE A SIDI ABDELLI**

Présenté le décembre 2020 par :

Mlle. BENRAMEDANE IBTISSEM

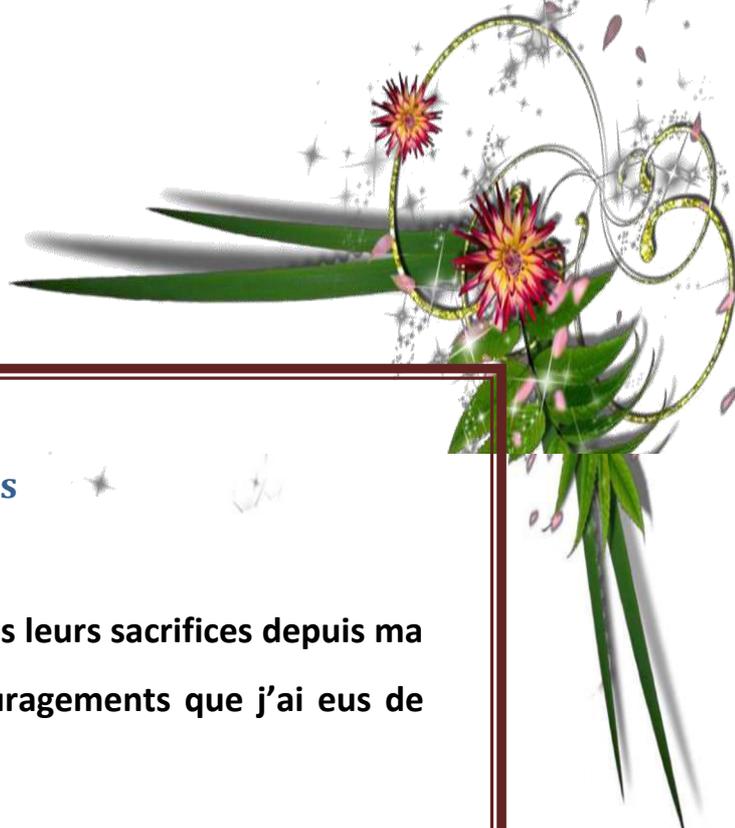
Mlle. CHIKH TOURIA

Devant le jury composé de :

Président  
Examineur  
Encadreur  
Co-Encadreur

Mme. BENADLA.Z  
Mr. BABAHAAMED.S  
Mr. MISSOUM.A  
Mr. BOUMECHRA.N

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



## Dédicaces

**Je dédie ce modeste travaille**

**À mes très chères parents pour tous leurs sacrifices depuis ma naissance à ce jour et pour les encouragements que j'ai eus de leur Part.**

**À Mon cher frère MOHAMMED**

**À mes sœurs FERYEL, AICHA et à son marie en Particulier.**

**Mes chères MARWA, SETTI, HANANE, NAIMA, HOUDA, ASMAE, MERIEME, SABRINA ,AMINE, MOHAMED, YASSINE, ISMAIL**

**A toutes la famille BENRAMDANE, SABER sans exception (grand-père, grand-mère, oncles, tante, cousin ,cousines,.....) et tous ce qui sont cher pour moi.**

**Ma binôme TOURIA est sa famille et à toute la promo Construction Métallique et Mixte 2019-2020 et à tous mes amis de proche ou de loin.**

**A notre promoteurs Mer A.MISSOUM et N.BOUMECH RA pour accepter de nous guider sur le bon chemin du travail.**

**A tous mes enseignants du primaire jusqu'à ce jour.**

**IRTICSEM**





## Dédicaces

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

*C'eux qui m'ont amené au monde, mes très chères 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, AZIZ, MOHAMMED, FATIMA.*

*Toute la famille CHIKH et BENRAMDENE.*

*A mon binôme IBTISSEM pour amitié.*

*A toutes la promotion de Génie civil 2019-2020, en particulier mes collègues de la promotion charpente métallique et mixte.*

CHIKH TOURIA



## **REMERCIEMENT**

*Au terme de ce modeste travail, nous rendons louange à Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté de l'avoir accompli.*

*Comme nous tendons à adresser nos vifs remerciements à :*

*A nos familles : Qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.*

*A M.MISSOUM.A et M.BOUMECHRA.N : Notre promoteurs, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*

*Aux membres de jury : Pour avoir accepté de juger notre travail.*

*Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.*

**BENRAMDANE.I et CHIKH.T**

## Résumé

Ce projet consiste à faire une étude et un dimensionnement d'une halle industrielle en charpente métallique, située dans la commune de Sidi Abdelli 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 réalisée. Puis 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, Le logiciel ROBOT a été l'outil informatique utilisé tout au long de l'analyse de notre étude.

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

## ملخص

هذا المشروع يتمثل في دراسة وتصميم مبنى ذو هيكل معدني، متواجد بدائرة سيدي العبدلي ولاية تلمسان.

يتكون هذا المشروع من عدة أجزاء في المقام الأول تقييم الأحمال ، بعدها دراسة مناخية ( الثلوج و الرياح )وفقا RPA99 Version 2003 ، ثم أبعاد العناصر الثانوية، بعد ذلك تطرقنا لدراسة ديناميكية وفقا للمنشور RPA Version 2003 من أجل تقرير الهيكل النهائي للمشروع ،لابد من دراسة العناصر الرئيسية المختلفة إضافة إلى كيفية الربط بين مختلف العناصر وفقا للمنشور CCM97 .يستند المشروع على أسس التي تدرس وفقا للمنشور BAEL91.

برنامج ROBOT كان الوسيلة المستعملة لدراسة المشروع.

الكلمات المفتاحية : هيكل معدني ، 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 Sidi Abdelli, 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 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 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 ROBOT software was the computer tool used any analysis of our study.

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

# Sommaire

Dédicaces .....	I
Dédicaces .....	II
REMERCIEMENT .....	III
Résumé.....	IV
ملخص.....	IV
Abstract .....	IV
INTRODUCTION GENERALE .....	1
<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage</b>	
I.1. Introduction.....	3
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage .....	3
<b>I.2.1. Geometries de l'ouvrage</b> .....	<b>3</b>
<b>I.2.2 Etude de sol</b> .....	<b>4</b>
I.3 Caractéristiques structurales.....	4
<b>I.3.1 Covertures</b> .....	<b>4</b>
<b>I.3.2 Ossature de la structure</b> .....	<b>4</b>
I.4. Matériaux Utilisés .....	4
<b>I.4.1 L'acier</b> .....	<b>4</b>
<b>I.4.2 Proprieties de l'acier</b> .....	<b>5</b>
I.5 Règlements techniques .....	5
<b>Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges</b>	
II.1 Charges permanentes .....	7
II .2 Charges d'exploitation.....	7
II .3 Etude de la neige .....	7
<b>II .3.1 Charge de neige au sol (Sk)</b> .....	<b>8</b>
<b>II .3.2 Coefficient de la forme de la toiture (<math>\mu</math>)</b> .....	<b>8</b>
<b>II .3.3 Charge de neige</b> .....	<b>8</b>
II .4 ETUDE DE VENT .....	8
<b>II .4.1 Données relatives au site</b> .....	<b>9</b>
<b>II .4.2 Charge de vent <math>wz</math></b> .....	<b>9</b>
<b>II .4.3 Vent pour parois verticales <math>z=12.8m</math></b> .....	<b>9</b>
II .4.3.1 Calcul de la pression dynamique de la pointe.....	9
II .4.3.2 Coefficient d'exposition ( <b>Ce</b> ).....	9
II .4.3.3 Coefficient dynamique ( <b>Cd</b> ) .....	10
II .4.3.4 Coefficient de pression extérieure <b>Cpe</b> .....	10
<b>II .4.4 Vent pour toiture (</b> .....	<b>16</b>
II .4.4.1 Calcul de la pression dynamique de la pointe.....	16
II.4.4.2 Coefficient d'exposition ( <b>Ce</b> ).....	17
<b>II .4.5 Coefficient dynamique (Cd)</b> .....	<b>18</b>

II .4.6 Coefficient de pression extérieure $C_{pe}$ .....	20
II .4.7 Coefficient de pression extérieure $C_{pi}$ .....	25
II .4.8 Charge de vent $w_z$ .....	26
<b>Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires</b>	
III .1 Calcul des pannes .....	30
<b>A. Espacement entre pannes</b> .....	30
<b>B. Dimensionnement des pannes</b> .....	32
<b>B.1 Combinaison des charges</b> .....	33
<b>B.2 Vérification de flèche à l'ELS</b> .....	34
<b>B.3 Vérification de résistance des pannes à l'ELU</b> .....	35
<b>B.4. Résistance de la panne au déversement</b> .....	35
<b>B.5 Résistance de l'âme au voilement par cisaillement</b> .....	36
<b>B.6 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme</b> .....	36
<b>B.7 Incidence de l'effort tranchant</b> .....	37
III .2 Calcul des lisses de bardages.....	38
<b>III .2.1 Détermination des sollicitations</b> .....	38
<b>III .2.2 Vérification à l'état limite ultime</b> .....	39
<b>III.2.3 Vérification de la flèche de l'UPN160 (ELS)</b> .....	41
III.3 Calcul des potelets .....	42
<b>III.3.1 Calcul des charges et surcharges revenantes au potelet</b> .....	42
<b>III.3.2 Incidence de l'effort tranchant</b> .....	43
<b>III.3.3 Vérification de l'élément aux instabilités</b> .....	44
<b>Chapitre IV : Etude sismique</b>	
IV.1 Introduction .....	48
IV.2 Principe de la méthode .....	48
IV.3 Spectre de réponse de calcul .....	48
IV.4 Analyse dynamique .....	49
IV.5 Modélisation de la structure.....	49
IV.6 Analyse modale .....	50
IV.7 Vérification de la structure .....	51
<b>IV.7.1. Vérification de la période fondamentale de la structure</b> .....	51
<b>IV.7.2 Vérification de la force sismique à la base</b> .....	51
<b>IV.7.3 Vérification des déplacements</b> .....	52
IV.8 Conclusion.....	52
<b>Chapitre V : Vérification des éléments structuraux</b>	
V.1 Introduction .....	54
V.2 Justification des traverses.....	54
<b>V.2.1 Charge répartie sur la traverse</b> .....	54
<b>V.2.2 Caractéristiques de la traverse</b> .....	54
<b>V.2.3 Efforts sollicitant</b> .....	54

V.2.4	Classe de la section transversale de la traverse .....	54
V.2.5	Vérification au cisaillement .....	55
V.2.6	Vérification de la résistance à la flexion composée .....	55
V.2.7	Vérification de la flèche (ELS) .....	57
V.3	Justification des poteaux .....	57
V.3.1	Efforts sollicitant.....	57
V.3.2	Incidence de l'effort axial.....	58
V.3.3	Vérification au cisaillement.....	58
V.3.4	Vérification de la résistance à la flexion composée .....	58
V.3.5	Vérification de la fleche (ELS) .....	61
V.4	Vérification des contreventements .....	61
V.4.1	Introduction .....	61
V.4.2	Stabilités en X.....	61
V.4.2.1	vérification à la traction .....	61
V.4.2.2	Vérification au flambement .....	62
V.5	Vérification des sablières .....	63
V.5.1	Vérification de la résistance à la flexion simple.....	63
V.5.2	Vérification de la flèche (ELS) .....	64
<b>Chapitre VI : Calcul des assemblages</b>		
VI.1.	Introduction .....	66
VI.2	Assemblage Poteau-Traverse.....	68
VI.2.1	Soudure de la platine .....	69
VI.2.2	Vérification de la soudure de la semelle a la traction .....	69
VI.2.3	Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement .....	69
VI.2.4	Détermination des efforts dans les boulons.....	70
VI.2.5	Détermination de diamètre requise des boulons .....	71
VI.2.6	Vérification à la résistance de l'assemblage .....	71
VI.2.7	Vérification des boulons à l'interaction cisaillement-traction .....	71
VI.2.8	Vérification au poinçonnement de la semelle du poteau.....	72
VI.2.9	Vérification à la pression diamétrale .....	72
VI.2.10	Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue.....	72
VI.2.11	Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée .....	73
VI.2.12	Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée .....	73
VI.3	Assemblage des diagonales de palée de stabilité (2UPN140) .....	74
VI.3.1	Détermination de diamètre requise des boulons .....	74
VI.3.2	Vérification au cisaillement des boulons.....	75
VI.3.3	Vérification à la pression diamétrale .....	75
VI.4	Assemblage poteau-sablière (HEA340-HEA140).....	76
VI.4.1	Vérification au cisaillement des boulons.....	77

<b>VI.4.2 Vérification à la pression diamétrale .....</b>	<b>77</b>
---	-----------

## **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

VII.1 Introduction .....	80
VII.2 Pieds de poteaux.....	80
<b>VII.2.1 Efforts et sollicitations .....</b>	<b>81</b>
<b>VII.2.2 Resistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement .....</b>	<b>81</b>
VII.2.2.1 Estimation de l'aire de la plaque d'assise .....	81
VII.2.2.2 Choix du type de la plaque d'assise .....	81
VII.2.2.3 Dimensions de la platine.....	81
VII.2.2.4 Détermination de la largeur d'appui additionnelle C .....	81
<b>VII.2.3 Vérification de la résistance en compression d'un tronçon en T de la semelle.....</b>	<b>82</b>
<b>VII.2.4 Vérification de la résistance de tiges d'ancrage.....</b>	<b>82</b>
<b>VII.2.5 Résistance de la partie tendue de l'assemblage .....</b>	<b>83</b>
<b>VII.2.6 Résistance à la flexion de la plaque d'assise (par unité de longueur).....</b>	<b>84</b>
<b>VII.2.7 Vérification à la résistance en flexion .....</b>	<b>84</b>
VII.3 Calcul des pieds de potelet .....	86
<b>VII.3.1 Introduction .....</b>	<b>86</b>
<b>VII.3.2 Efforts et sollicitations .....</b>	<b>86</b>
<b>VII.3.3 Resistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement .....</b>	<b>86</b>
<b>VII.3.4 Estimation de l'aire de la plaque d'assise.....</b>	<b>87</b>
<b>VII.3.5 Choix du type de la plaque d'assise .....</b>	<b>87</b>
<b>VII.3.6 Dimensions de la platine.....</b>	<b>87</b>
<b>VII.3.7 Détermination de la largeur d'appui additionnelle C.....</b>	<b>87</b>
<b>VII.3.8 Vérification de la résistance de tiges d'ancrage.....</b>	<b>87</b>
<b>VII.3.9 Résistance de la partie tendue de l'assemblage .....</b>	<b>88</b>
<b>VII.3.10 Résistance à la flexion de la plaque d'assise (par unité de longueur).....</b>	<b>89</b>
VII.4 Dimensionnement de la semelle .....	90
<b>VII.4.1 Calcul de l'excentricité .....</b>	<b>90</b>
<b>VII.4.2 Hauteur utile de la semelle est donnée par la condition.....</b>	<b>91</b>
<b>VII.4.3 Vérification de la stabilité au renversement .....</b>	<b>91</b>
<b>VII.4.4 Calcul des armatures de la semelle.....</b>	<b>91</b>
<b>VII.4.5 Vérification de la condition de non fragilité .....</b>	<b>93</b>
<b>VII.4.6 Calcul l'espacement .....</b>	<b>93</b>
<b>VII.4.7 Calcul des longrines .....</b>	<b>93</b>
<b>VII.4.8 Dimensionnement des longrines .....</b>	<b>93</b>
<b>VII.4.9 Calcul du ferrailage .....</b>	<b>93</b>
<b>VII.4.10 Calcul d'armatures transversales.....</b>	<b>94</b>
<b>VII.4.11 Dimensionnement des fûts .....</b>	<b>94</b>
CONCLUSION GENERALE .....	95

Références bibliographiques.....	96
Annexes .....	98
<b>A.1 Coefficient de forme.....</b>	<b>98</b>
<b>A.2 Valeurs de la pression dynamique de référence.....</b>	<b>98</b>
<b>A.3 Définition des catégories de terrain .....</b>	<b>99</b>
<b>A.4 Légende pour les parois verticales.....</b>	<b>99</b>
<b>A.5 <math>C_{pe}</math> pour les parois verticales de bâtiment à base rectangulaire.....</b>	<b>100</b>
<b>A.6 Légende pour les toitures à deux versants .....</b>	<b>100</b>
<b>A.7 Coefficient de pression extérieure pour la toiture à deux versant .....</b>	<b>101</b>
<b>A.8 Coefficient de pression intérieure des bâtiments sans face dominante.....</b>	<b>101</b>
<b>B.1 Rapport largeur –épaisseur maximal pour les parois comprimées .....</b>	<b>102</b>
<b>B.2 Coefficient <math>C_1</math> pour les différentes valeurs de K dans le cas de charges transversales .....</b>	<b>104</b>
<b>B.3 L’abaque de MACQUART.....</b>	<b>105</b>
<b>B.4 Facteur d’imperfection <math>\alpha</math> selon le choix de la courbe de flambement correspondant à une section</b>	<b>106</b>
<b>B.5 Poids du bardage en Panneau Sandwich (TL75).....</b>	<b>107</b>
<b>C.1 Coefficient d’accélération de zone A.....</b>	<b>109</b>
<b>C.2 Pourcentage d’amortissement critique .....</b>	<b>109</b>
<b>C.3 Coefficient de comportement global de la structure R.....</b>	<b>110</b>
<b>C.4 Valeur des pénalités selon le facteur de qualité .....</b>	<b>111</b>
<b>C.5 Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du type de remplissage .....</b>	<b>111</b>
<b>C.6 Périodes <math>T_1</math> , <math>T_2</math>.....</b>	<b>111</b>
<b>D.1 Coefficient <math>C_1</math> pour différents valeurs de k dans le cas de moment d’extrémités selon <math>\psi</math>.....</b>	<b>112</b>
<b>D.2 : Rapport largeur-épaisseur maximal pour les parois comprimées.....</b>	<b>113</b>
<b>E.1 Valeurs limites des pinces et entraxes .....</b>	<b>116</b>
<b>E.2 Valeurs nominales de <math>f_{yb}</math> et <math>f_{ub}</math> des boulons .....</b>	<b>116</b>
<b>E.3 Principales caractéristiques géométriques .....</b>	<b>117</b>
<b>E.4 Variables selon la nuance d’acier.....</b>	<b>118</b>
<b>E.5 Facteur de forme .....</b>	<b>118</b>
<b>E.6 Coefficient de frottement.....</b>	<b>118</b>
<b>F.1 Section <math>A_s</math> cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre <math>\phi</math>(mm) .....</b>	<b>119</b>
<b>F.2 Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré <math>\alpha</math> .....</b>	<b>119</b>
<b>F.3 Les modes de ruines plaque d’assise/boulons d’ancrage .....</b>	<b>120</b>

## Liste des tableaux

### Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

Tableau II.1 : différentes caractéristiques du terrain.....	24
Tableau II.2 : valeurs de $C_{pe, 10}$ direction $V_1$ .....	25
Tableau II.3 : valeurs de $C_{pe, 10}$ direction $V_1$ .....	26
Tableau II.4 : valeurs de $C_{pe, 10}$ direction $V_2$ et $V_8$ .....	28
Tableau II.5 : valeurs de $C_{pe, 10}$ direction $V_3$ et $V_7$ .....	29
Tableau II.6 : valeurs de $C_{pe, 10}$ direction $V_4$ et $V_6$ .....	30
Tableau II.7 : différentes caractéristiques du terrain.....	31

### Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

Tableau III.1 : Caractéristiques du profilé IPE180.....	47
Tableau III.2 : Caractéristique du profilé UPN160.....	52
Tableau III.3 : Caractéristique du profilé IPE300.....	56

### Chapitre IV : Etude sismique

Tableau IV.1 : Facteur de qualité suivant les deux sens.....	63
Tableau IV.2 : Résultante des forces sismiques à la base.....	66
Tableau IV.3 : Déplacements résultants suivants Z.....	66

### Chapitre V : Vérification des éléments structuraux

Tableau V.1 : Caractéristiques du profilé HEA320.....	68
Tableau V.2 : Caractéristiques du profilé HEA340.....	71
Tableau V.3 : Caractéristiques du profilé UPN140.....	75
Tableau V.4 : Caractéristiques du profilé HEA140.....	77

### Chapitre VI : Calcul des assemblages

Tableau VI.1 : Eléments de la structure.....	78
Tableau VI.2 : Valeur du coefficient de frottement $\mu$ selon la surface.....	81
Tableau VI.3 : Principales caractéristiques géométrique.....	81

# Liste des figures

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Vue 3D de structure. ....	18
Figure I.2 : <i>Panneau sandwich</i> .....	19

## Chapitre II: Evaluation des charges et surcharges

Figure II.1 : charge d'entretien sur une panne.....	22
Figure II.2 : l'inclinaison des versants.....	23
Figure II.3: vent sur façade principale .....	25
Figure II.4 : valeurs de $C_{pe}$ , 10 direction $V_1$ .....	26
Figure II.5 : vent sur face arrière .....	27
Figure II.6 : division de la paroi verticale selon le chargement du vent direction $V_5$ .....	27
Figure II.7 : valeurs de $C_{pe}$ , 10 direction $V_1$ .....	28
Figure II.8 : vent sur long pan.....	28
Figure II.9 : division de la paroi verticale selon le chargement du vent direction $V_2$ et $V_8$ .....	29
Figure II.10 : valeurs de $C_{pe}$ , 10 direction $V_2$ et $V_8$ .....	29
Figure II.11 : vent sur long pan.....	30
Figure II.12 : division de la paroi verticale selon le chargement du vent direction $V_3$ et $V_7$ .....	30
Figure II.13 : valeurs de $C_{pe}$ , 10 direction $V_3$ et $V_7$ .....	31
Figure II.14 : vent sur long pan.....	31
Figure II.15: division de la paroi verticale selon le chargement du vent direction $V_4$ et $V_6$ .....	32
Figure II.16 : valeurs de $C_{pe}$ , 10 direction $V_4$ et $V_6$ .....	32
Figure II.17: vent sur toiture de façade principale. ....	36
Figure II.18 : pressions sur la toiture directions du vent $V_1$ .....	37
Figure II.19 : vent sur pignon .....	38
Figure II.20 : pressions sur la toiture directions du vent $V_5$ .....	39
Figure II.21: vent sur toiture .....	39
Figure II.22 : pressions sur la toiture directions du vent $V_2$ et $V_8$ .....	40
Figure II.23 : vent sur toiture.....	40
Figure II.24 : pressions sur la toiture directions du vent $V_3$ $V_4$ $V_6$ $V_7$ .....	41

## Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires

Figure III.1 : Cas de l'effet de vent.....	47
Figure III.2 : Cas de l'effet de neige.....	47
Figure III.3 : Cas des sollicitations.....	50

## Chapitre IV: Etude sismique

Figure IV.1: Spectre de réponse suivant z. ....	67
Figure IV.2: Spectre de réponse suivant Y.....	67

## Chapitre V : vérification des éléments structuraux

Figure V.1: Contreventement en X.....	79
---------------------------------------	----

## Chapitre VI: Calcul des assemblages

Figure VI.1 Détail d'assemblage poteau - traverse (HEA340-HEA320) .....	86
Figure VI.2 : 3D d'assemblage poteau - traverse (HEA340-HEA320) .....	86
Figure VI.3 :La longueur totale des cordons de soudure de la semelle et l'âme. ....	88
Figure VI.4:Désignation des entraxes et des pincés. ....	89
Figure VI.5: 3D d'assemblage des diagonales doubles cornières avec gousset .....	92
Figure VI.6: Détail d'assemblage des diagonales doubles cornières avec gousset .....	92
Figure VI.7 3D d'assemblage poteau-sablière. ....	94
Figure VI.8 : Détail d'assemblage poteau-sablière (HEA340-HEA140).....	94

## Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

Figure VII.1 : Détail d'assemblage pied-poteau .....	98
Figure VII.2 : 3D d'assemblage pied de poteau .....	99
Figure VII.3: Illustration de la partie comprimée du pied de poteau. ....	100
Figure VII.4 : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage.....	101
Figure VII.5: Disposition constructive.....	101
Figure VII.6 : Illustration moment + effort normale.....	102
Figure VII.7 : 3D d'assemblage pied de potelet.....	104
Figure VII.8 : détail d'assemblage de pied potelet.....	104
Figure VII.7 : Les dimensions de la semelle sous poteau .....	108
Figure VII.8 : vue du ferrailage des semelles isolées.....	110
Figure VII.9: coupe transversal de la longrine.....	112

## INTRODUCTION GENERALE

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 en charpente métallique dans la commune de Sidi Abdelli à la wilaya de Tlemcen, 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. Le dimensionnement des éléments secondaires seront abordés respectivement aux chapitres 3. Le quatrième chapitre portera l'étude sismique puis la vérification des éléments structuraux est faite au chapitre 5. Par la suite, le calcul des assemblages sera traité dans le chapitre 5. On finit notre travail par l'étude de l'infrastructure.

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.

# **CHAPITRE I :**

# **Présentation**

# **de**

# **L'ouvrage**

## PRESENTATION DE L'OUVRAGE

## I.1. Introduction

La présente étude consiste à dimensionner, calculer et vérifier la stabilité d'un Hangar industriel en Construction Métallique avec un pont roulant, dont l'ossature est formée par un système de barres constitué essentiellement de poteaux et traverses.

L'ouvrage sera implanté à Sidi Abdelli, Wilaya de Tlemcen qui est classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) comme zone faible sismicité (I).

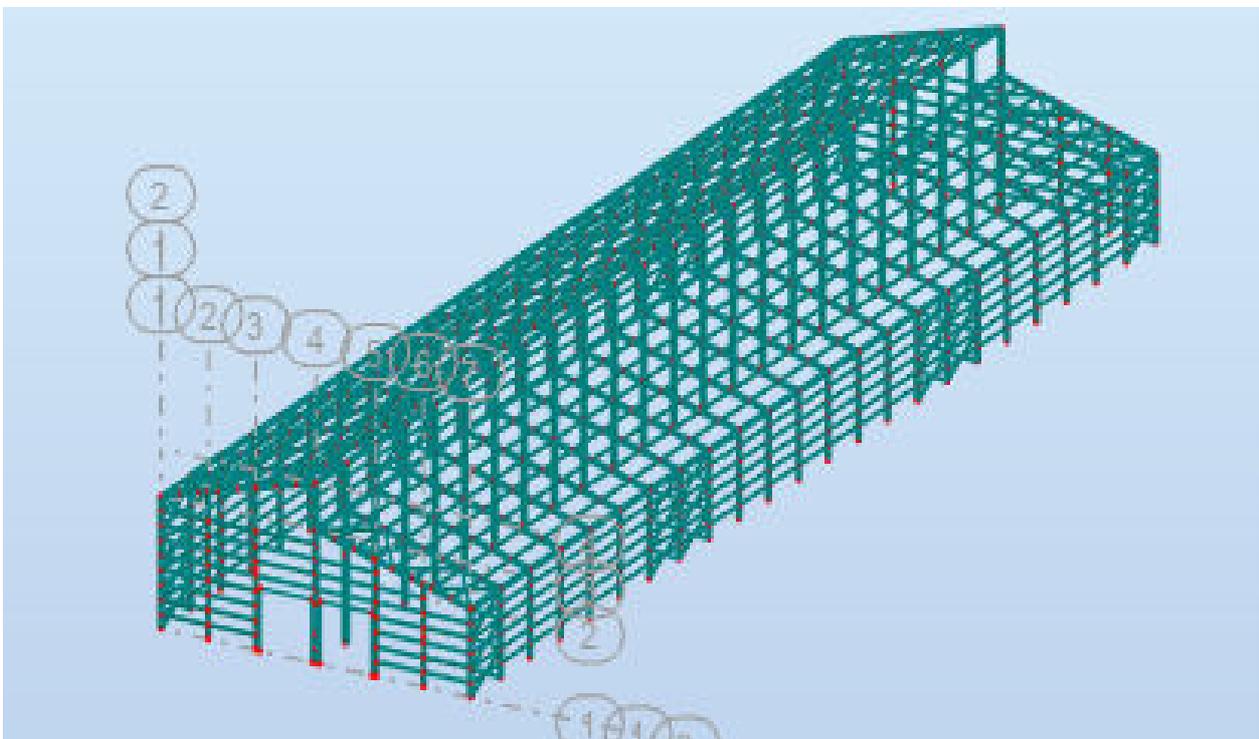


Figure I.1 :Vue 3D de structure.

## I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

### I.2.1. Geometries de l'ouvrage

Longueur total = **138,05m.**

Largeur total = **36,00m.**

Hauteur total = **17,24m.**

Hauteur des poteaux

H1 = 8,5 m

H2 = 12,8m

H3 = 17,24m

Entraxe entre portiques = **6m**

## I.2.2 Etude de sol

Les études faites sur le sol, nous renseignent sur :

- La contrainte admissible sera limitée à :  $\sigma_{adm} = 1,8 \text{ bars}$ .

## I.3 Caractéristiques structurales

### I.3.1 Covertures

Pour une isolation phonique due la pluie et une isolation thermique pour un confort des travailleurs, on a choisi les panneaux sandwich, ils sont constitués :(figure I.2)

De deux tôles de parement intérieur et extérieur.

D'une âme en mousse isolante.

Les panneaux sandwich nous offrent plusieurs avantages on site :

L'isolation et l'étanchéité

Une bonne capacité portante

Un gain de temps appréciable au montage.

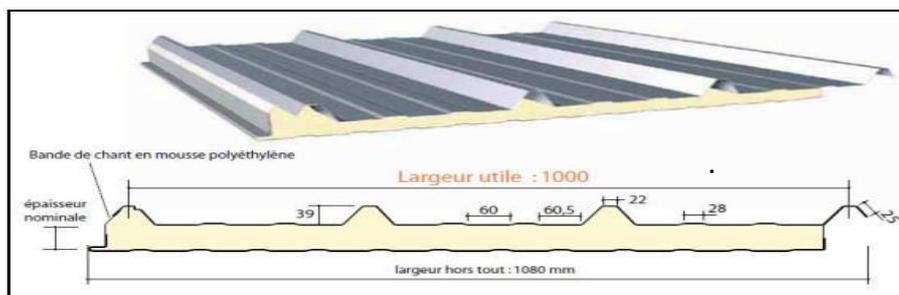


Figure I.2 : Panneau sandwich.

### I.3.2 Ossature de la structure

L'ossature de l'ouvrage sera constituée par des portiques métalliques auto-stables qui assurent la stabilité verticale et horizontale.

## I.4. Matériaux Utilisés

### I.4.1 L'acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone, qui est extraits de matières premières naturelles tirées du sous – sol (mines de fer et de charbon). Le carbone n'intervient dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieur à 1%).

Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui leur sont associés, soit : Involontairement : phosphore, soufre...qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.

Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium,...etc., qui ont pour propriété d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...). On parle, dans ces cas, **d'aciers alliés**.

### I.4.2 Propriétés de l'acier

#### Résistance

Les nuances d'acier et leurs résistances limites sont données par l'EUROCODE (02 et 03).

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S235.

#### Ductilité :

Le rapport  $f_u/f_y > 1,2$ .

La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ( $\epsilon_u \geq 20\epsilon_y$ ).

A la rupture l'allongement relatif ultime  $\epsilon_u$  doit être supérieur ou égal à 15%.

#### Coefficient de calcul de l'acier

Masse volumique  $\rho = 7850 \text{Kg/m}^3$ .

Module d'élasticité longitudinal  $E = 21000 \text{MPa}$

Coefficient de poisson  $\mu = 0,3$

Coefficient de dilatation thermique  $\alpha = 12.10^{-6}/^\circ\text{C}$ .

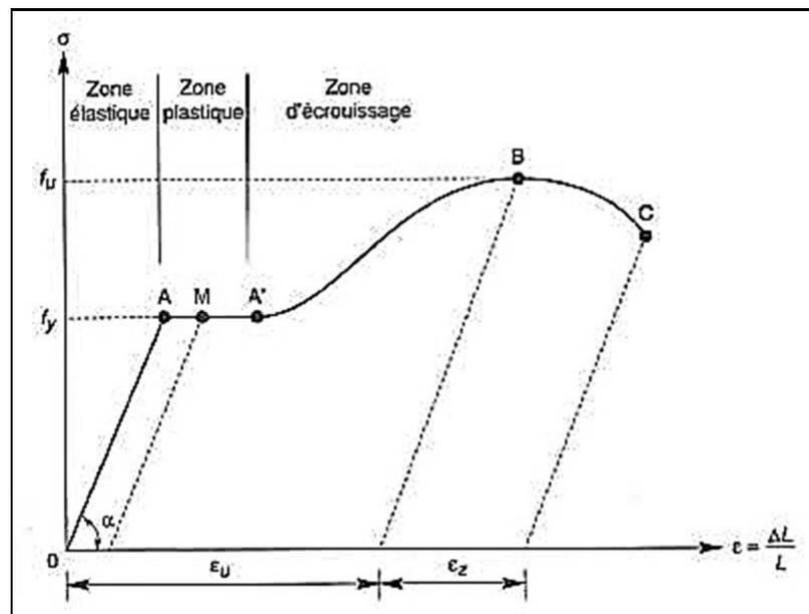


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier (essai de traction)

### I.5 Règlements techniques

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

**CCM97** « Règle de calcul des constructions métalliques »

**EUROCODE 03** « Calcul des structures en acier métalliques »

**RPA99-V2003** « Règle Parasismique Algériennes RPA99 version 2003 »

**RNV99-V2003** « Règle définissant les effets de la neige et du vent »

**DTR-C2.2** « Document technique réglementaire charge permanentes et charges d'exploitation »

**BAEL91** « Béton armé aux états limites »

# **CHAPITRE II :**

# **Evaluation des**

# **charges et**

# **surcharges**

### Introduction

Ce chapitre a pour but d'étudier l'effet des phénomènes météorologiques sur notre construction qui sont liés à l'état de l'atmosphère et l'implantation de notre ouvrage. Cette évaluation constitue l'étape fondamentale à partir de laquelle le dimensionnement des différents éléments de la structure commence, ces charges sont définies par :

- Le Poids propre de la structure.
- Les actions climatiques (neige, vent).
- Les actions accidentelles (séisme, choc...)

## II.1 Charges permanentes

Elles sont données dans des documents techniques fournis par le fournisseur :

- Toiture: (**Annexe B.5**)
 

Panneau sandwich TL75	<b>G=14,2 daN/m<sup>2</sup></b>
-----------------------	---------------------------------
- Bardage
 

Panneau sandwich TL 35	<b>G=10,9 daN/m<sup>2</sup></b>
------------------------	---------------------------------

## II.2 Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire charges surcharges d'exploitation (DTR-B-C-2.2)

Surcharges d'entretien (q) : Dans le cas des toitures inaccessibles on considère uniquement dans le calcul une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 1 kN chacune située à (1/3) et (2/3) de la portée de la panne. Afin de vérifier la flèche sous les charges (charges permanentes) et les surcharges (charges d'exploitations), on cherche la charge uniformément répartie équivalente (Q<sub>eq</sub>) qui nous donne le même moment trouvé par les deux charges concentrées.

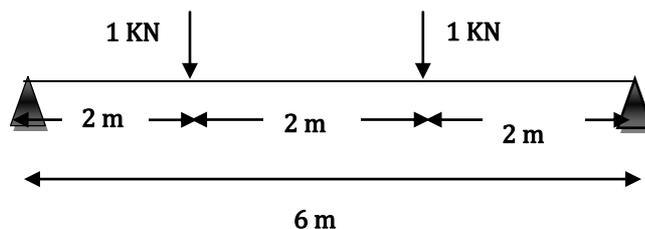


Figure II.1 : charge d'entretien sur une panne.

## II.3 Etude de la neige

Le présent règlement (Règle Neige et vent Algérien) définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige (S) sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. Au-delà de 2000 mètres le maître doit préciser la valeur de charge de neige à prendre en compte. Cette charge est définie comme suit :  $S = \mu \cdot S_k$

- $\mu$ : coefficient fonction de la forme de la toiture.
- $S_k$ : valeur de la charge de neige sur le sol.

**II .3.1 Charge de neige au sol ( $S_k$ )**

La charge de neige sur le sol  $S_k$  par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré. La valeur de  $S_k$  est déterminée en fonction de l'altitude du point considéré. Notre projet situé dans la commune de Sidi Abdelli willaya de Tlemcen ; D'après RNV99, Sidi Abdelli est concéderei comme **zone de neige B** :

Alors : 
$$S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100}$$

- H : est l'altitude de Sidi Abdelli environ 439m

$$S_k = \frac{0,04 \times 439 + 10}{100}$$

$$S_k = \mathbf{0,2756KN/m}$$

**II .3.2 Coefficient de la forme de la toiture ( $\mu$ )**

Cette structure est un hall à deux versants

$$\tan \alpha = \frac{(17,24-12,8)}{18}$$

$$\tan \alpha = 0,246$$

$$\text{Donc : } \alpha = 13,856$$

$$\text{On prend : } \alpha = \mathbf{14^\circ}$$

$$\text{On a : } 0^\circ < \alpha < 30^\circ$$

D'après le tableau 6 .2 du RNV 99 on a :

$$\mu = \mathbf{0,8 (Annexe A.1)}$$

**II .3.3 Charge de neige**

$$S = \mu \cdot S_k$$

$$S = 0,8 \times 0,2756$$

$$S = \mathbf{0,2204 KN/m}$$

**II .4 ETUDE DE VENT**

Le vent est un phénomène de mouvement d'aire qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le Domain du génie civil et notamment la charpente métallique les actions du vent ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage, pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différent parois d'une construction , l'action du vent dépend de sa vitesse , de la catégorie de l'ouvrage , des proportions de l'ensemble , de l'emplacements de l'éléments étudier dans la construction et de son orientation par rapport au vent et enfin de la forme de l'éléments étudier . Dans ce chapitre on a déterminé les actions du vent naturel à prendre en compte pour calculer les éléments constitutifs pour cette structure. La vitesse locale du vent dépend du lieu, de la hauteur au-dessus du sol, du type de terrain que celui-ci rencontre sur sa trajectoire.

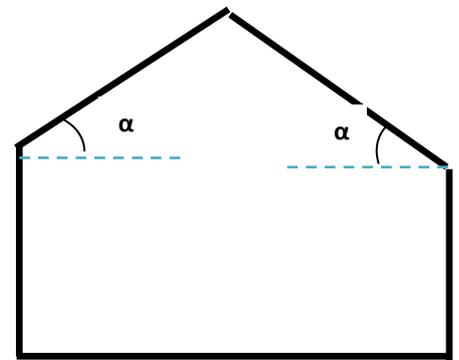


Figure II.2 : l'inclinaison des versants.

II .4.1 Données relatives au site

Le terrain est dans la commune de Sidi Abdelli ; willaya de Tlemcen.

**Zone du vent : zone II**

**Catégorie de terrain est : catégorie III (Annexe A.3)**

$$\left\{ \begin{array}{l} K_t = 0,215 \\ z_0 = 0,3 \text{ m} \\ z_{min} = 5 \text{ m} \\ \varepsilon = 0,61 \end{array} \right.$$

**Nature de site** : on a choisi un site plat  $C_t(z) = 1$

II .4.2 Charge de vent  $w(z)$

$$w(z) = q_{dyn}(z) \cdot [C_{pe} - C_{pi}] [N/m^2]$$

- $q_{dyn}(z)$  : pression dynamique de pointe.
- $C_{pe}$  : coefficient de pression extérieur
- $C_{pi}$  : coefficient pression intérieur.

II .4.3 Vent pour parois verticales  $z=12.8m$

II .4.3.1 Calcul de la pression dynamique de la pointe

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

- $q_{réf}$  : la pression dynamique de la référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.
- $c_e(z)$  : coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité
- Zone du vent II : zones climatique du vent  $q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2$  (Annexe A.2)

II .4.3.2 Coefficient d'exposition ( $C_e$ )

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

- Coefficient topographique ( $C_r$ )

Le coefficient de topographique prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tel que les collines, les dénivellations isolées.

Dans notre cas en a :  $\varphi < 0,05$  Car : on a un site plat Donc :  $C_t(z) = 1$

- Coefficient de regosité  $C_r(z)$

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

	$K_t$	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)	$\varepsilon$
Catégorie III	0,215	0,3	5,00	0,61

Tableau II.1 : différentes caractéristiques du terrain

On a  $z = 12,8 \text{ m}$

$K_t$  : Est le facteur de terrain.

$z_0$  : est le paramètre de rugosité

$z_{min}$  : est la hauteur minimale

$z$  : est la hauteur considérée

$$z_{min} \leq z \leq 200m \longrightarrow C_r(12,8) = 0,215 \cdot \ln\left(\frac{12,8}{0,3}\right) = 0,806$$

• Intensité de turbulence  $I_V(z)$

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent.

$$\begin{cases} I_V(z) = \frac{1}{C_t(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pour } z > z_{min} \\ I_V(z) = \frac{1}{C_t(z) \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} & \text{pour } z \leq z_{min} \end{cases}$$

On a  $z_{min} = 5 \text{ m}$  et  $z = 12,8 \text{ m}$

Donc :  $z > z_{min} \implies I_V(z) = \frac{1}{C_t(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$

$$I_V(z) = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{12,8}{0,3}\right)} = 0,2664$$

Alors :  $C_e(z) = C_r^2(z) \times C_t^2(z) \times [1 + 7 \cdot I_V]$

$$C_e(12,8) = 0,806^2 \times 1^2 \times [1 + 7 \times 0,2664]$$

$$C_e(12,8) = 1,861$$

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

$$q_{dyn}(12,8) = 435 \times 1,861 [\text{N/m}^2]$$

$$q_{dyn}(12,8) = 809,53 \text{ N/m}^2$$

II .4.3.3 Coefficient dynamique ( $C_d$ )

Pour parois verticales en a  $z=12,8 \text{ m} < 15 \text{ m}$

Alors :  $C_d = 1$

II .4.3.4 Coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$

Le coefficient de pression extérieur dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la surface chargée par le vent.

$$C_{pe} = \begin{cases} C_{pe,1} & \text{si } S \leq 1,0 \text{ m}^2 \\ C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \cdot \log_{10}(S) & \text{si } 1,0 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe,10} & \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Avec : S la surface chargée de la paroi considérée en ( $\text{m}^2$ )

i) Vent sur pignon

↳ Partie I

• Sens  $V_1$

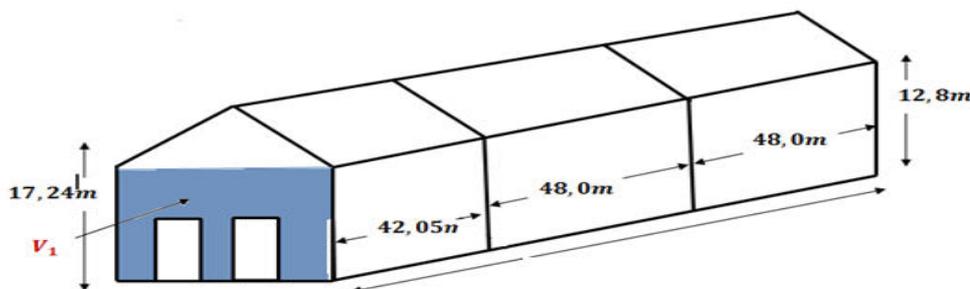


Figure II.3: vent sur façade principale

$$\begin{cases} b=36 \text{ m} \\ d=42,05 \text{ m} \\ h=12,8 \text{ m} \end{cases}$$

$$e = \min(b; 2h) = \min(36; 2 \times 12,8) = \min(36; 25,6) \text{ m}$$

$$e = 25,6 \text{ m}$$

$$S = b \times h = 36 \times 12,8 \rightarrow S = 460,8 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

On a :  $d=42,05\text{m}$  et  $e=25,6\text{m}$

Alors :  $d > e$  (Annexe A.4)

$$A \rightarrow e/5=25,6/5$$

$$B \rightarrow e-e/5=25,6-5,12$$

$$C \rightarrow d-e=42,05-25,6$$

$$\rightarrow A \quad e/5=5,12 \text{ m}$$

$$\rightarrow B \quad e-e/5= 20,48\text{m}$$

$$\rightarrow C \quad d-e=16,45 \text{ m}$$

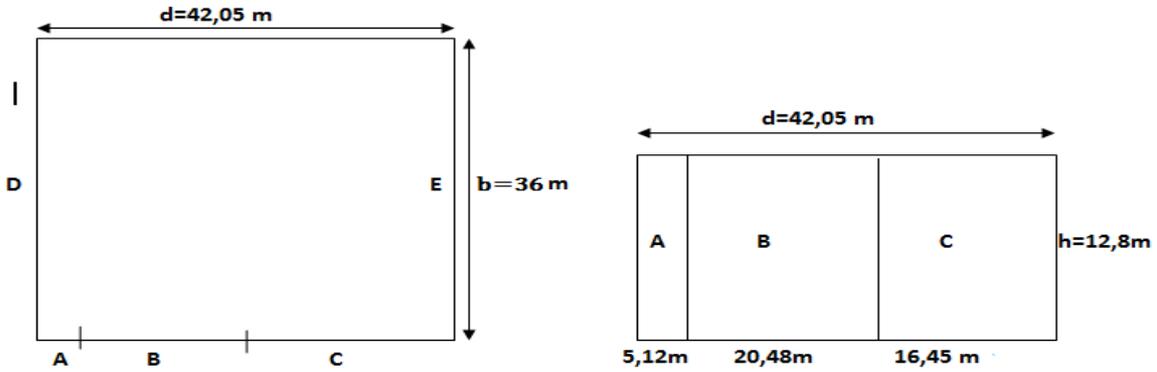


Figure II.4: division de la paroi verticale selon le chargement du vent direction  $V_1$

On a :  $C_{pe} = C_{pe,10}$

Les valeurs de  $C_{pe,10}$  comme suit : (Annexe A.5)

Zone	A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	-1,00	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau II.2 : valeurs de  $C_{pe,10}$  direction  $V_1$ .

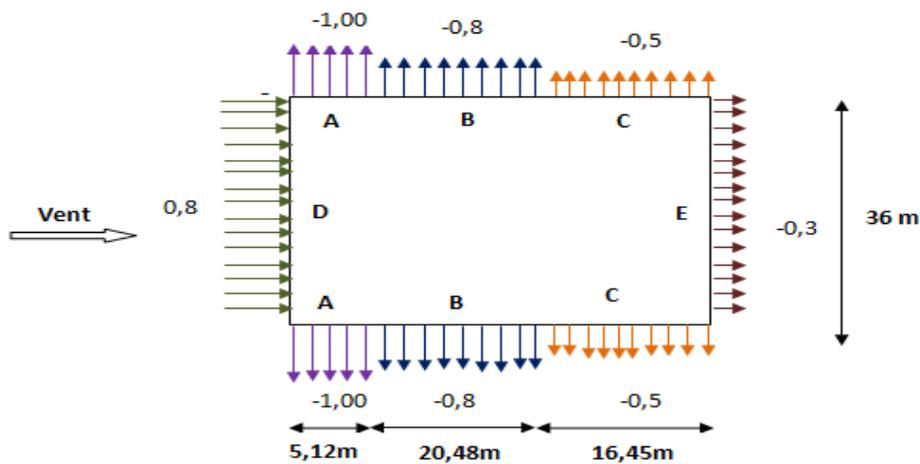
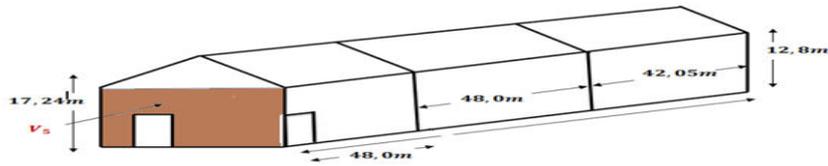


Figure II.4 : valeurs de  $C_{pe,10}$  direction  $V_1$

↪ Partie II pas de vent sur pignon dans cette partie

↪ Partie III



Sens  $V_5$

Figure II.6: vent sur face arrière

$$\left\{ \begin{array}{l} b=36 \text{ m} \\ d=48 \text{ m} \\ h=12.8 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$e = \min(b; 2h) = \min(36; 2 \times 12,8) = \min(36; 25,6)=25,6\text{m}$$

$$S = b \times h = 36 \times 12,8 \rightarrow S = 460,8 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

On a  $d=48 \text{ m}$  et  $e=25,6 \text{ m}$

Alors :  $d > e$  (Annexe)

- |   |               |                   |               |   |                        |
|---|---------------|-------------------|---------------|---|------------------------|
| A | $\rightarrow$ | $e/5=25,6/5$      | $\rightarrow$ | A | $e/5=5,12 \text{ m}$   |
| B | $\rightarrow$ | $e-e/5=25,6-5,12$ | $\rightarrow$ | B | $e-e/5= 20,48\text{m}$ |
| C | $\rightarrow$ | $d-e=48-25,6$     | $\rightarrow$ | C | $d-e=22,4 \text{ m}$   |

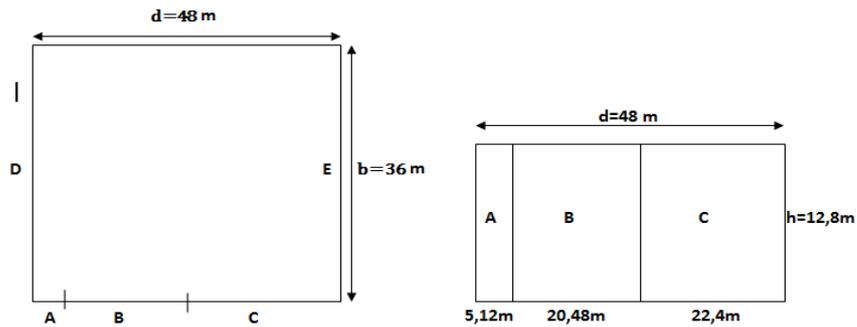


Figure II.7: division de la paroi verticale selon le chargement du vent direction  $V_5$

On a :  $C_{pe} = C_{pe,10}$

Les valeurs de  $C_{pe,10}$  comme suit : (Annexe A.5)

Zone	A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	-1,0	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau II.3 : valeurs de  $C_{pe,10}$  direction  $V_1$

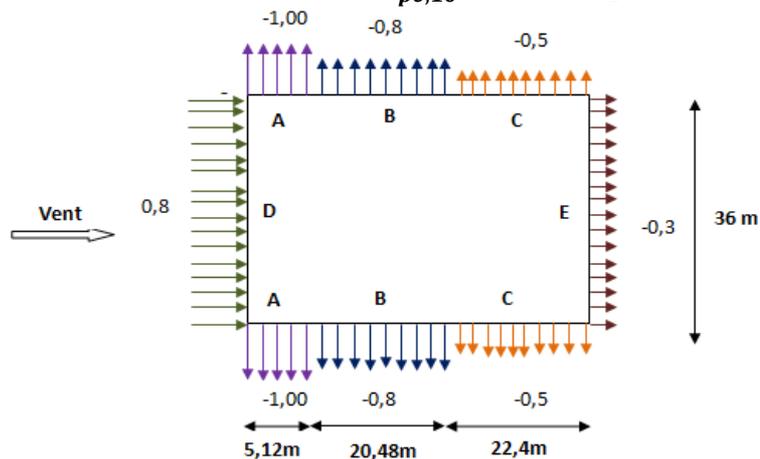


Figure II.8 : valeurs de  $C_{pe,10}$  direction  $V_1$ .

ii) Vent sur long pan

↳ Partie I

- Sens  $V_2$  et  $V_8$

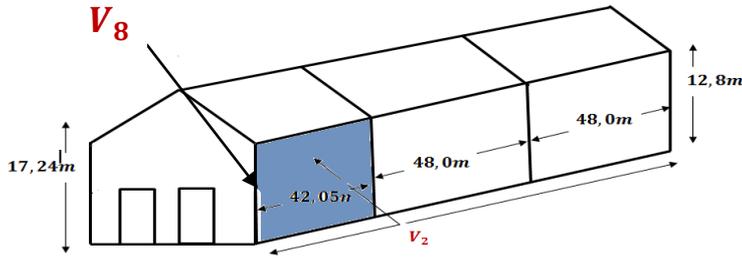


Figure II.9 : vent sur long pan

$$\begin{cases} b=42,05 \text{ m} \\ d=36 \text{ m} \\ h=12,8 \text{ m} \end{cases}$$

$$e = \min(b; 2h) = \min(42,05; 2 \times 12,8) = \min(42,05; 25,6) \text{ m}$$

$$e = 25,6 \text{ m}$$

$$S = b \times h = 42,05 \times 12,8 \rightarrow S = 525,625 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

On a :  $d=36 \text{ m}$  et  $e=25,6 \text{ m}$

Alors :  $d > e$  (Annexe A.4)

A  $\rightarrow e/5=25,6/5$

B  $\rightarrow e-e/5=25,6-5,12$

C  $\rightarrow d-e=36-25,6$

$\rightarrow$  A  $e/5=5,12 \text{ m}$

$\rightarrow$  B  $e-e/5= 20,48 \text{ m}$

$\rightarrow$  C  $d-e=10,4 \text{ m}$

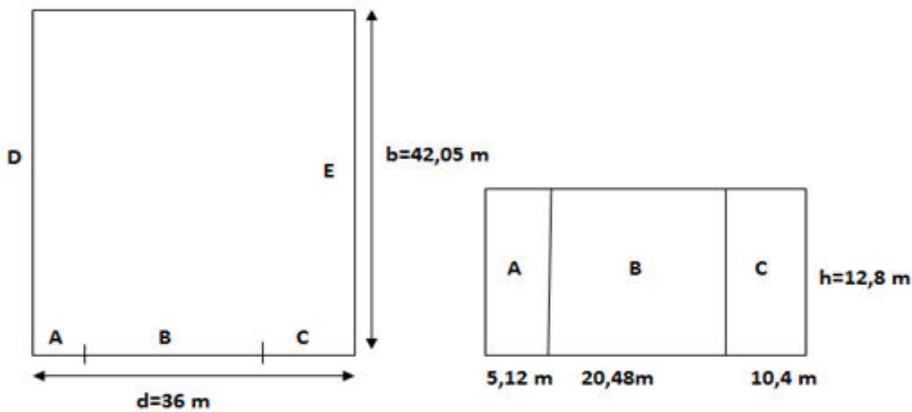


Figure II.10:division de la paroi verticale selon le chargement du vent direction  $V_2$  et  $V_8$

On a :  $C_{pe} = C_{pe,10}$

Les valeurs de  $C_{pe,10}$  comme suit :(Annexe A.5)

Zone	A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	-1,00	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau II.4 : valeurs de  $C_{pe,10}$  direction  $V_2$  et  $V_8$ .

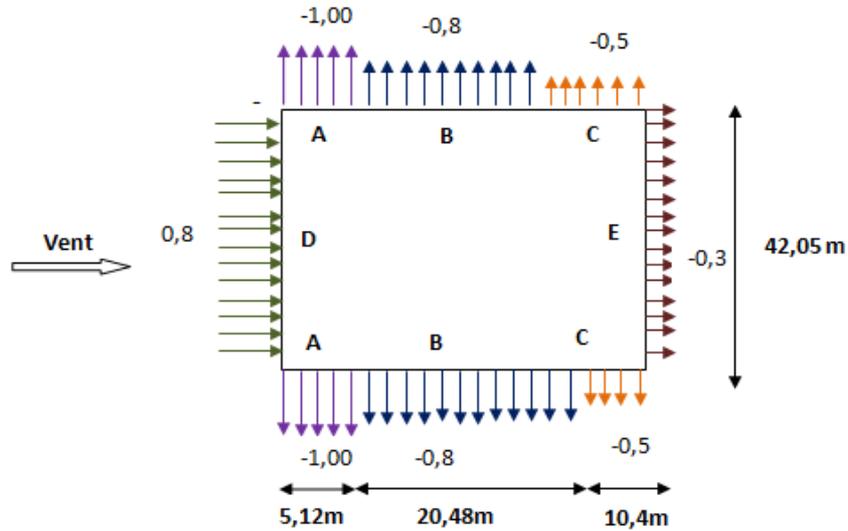


Figure II.11 : valeurs de  $C_{pe,10}$  direction  $V_2$  et  $V_8$ .

↪ Partie II

- Sens  $V_3$  et  $V_7$

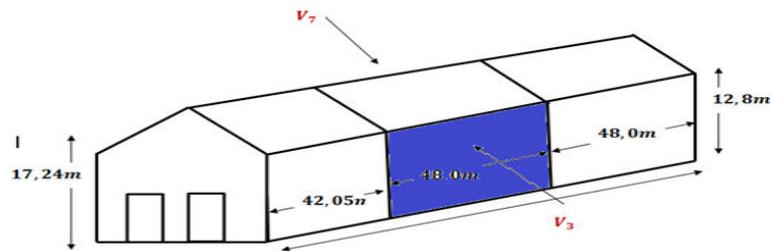


Figure II.12 : vent sur long pan.

$$\begin{cases} b = 48 \text{ m} \\ d = 36 \text{ m} \\ h = 12.8 \text{ m} \end{cases}$$

$$e = \min(b; 2h) = \min(48; 2 \times 12,8) = \min(48; 25,6) \text{ m}$$

$$e = 25,6 \text{ m}$$

$$S = b \times h = 48 \times 12,8 \rightarrow S = 614,4 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

On a :  $d=36 \text{ m}$  et  $e=25,6 \text{ m}$

Alors :  $d > e$  (Annexe A.4)

$$A \rightarrow e/5 = 25,6/5$$

$$B \rightarrow e - e/5 = 25,6 - 5,12$$

$$C \rightarrow d - e = 36 - 25,6$$

$$\rightarrow A \quad e/5 = 5,12 \text{ m}$$

$$\rightarrow B \quad e - e/5 = 20,48 \text{ m}$$

$$\rightarrow C \quad d - e = 10,4 \text{ m}$$

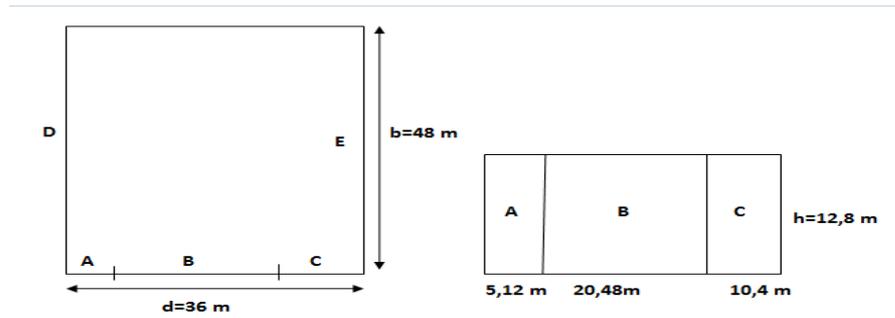


Figure II.13: division de la paroi verticale selon le chargement du vent direction  $V_3$  et  $V_7$

On a :  $C_{pe} = C_{pe,10}$

Les valeurs de  $C_{pe,10}$  comme suit : (Annexe A.5)

Zone	A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	-1,00	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau II.5 : valeurs de  $C_{pe,10}$  direction  $V_3$  et  $V_7$

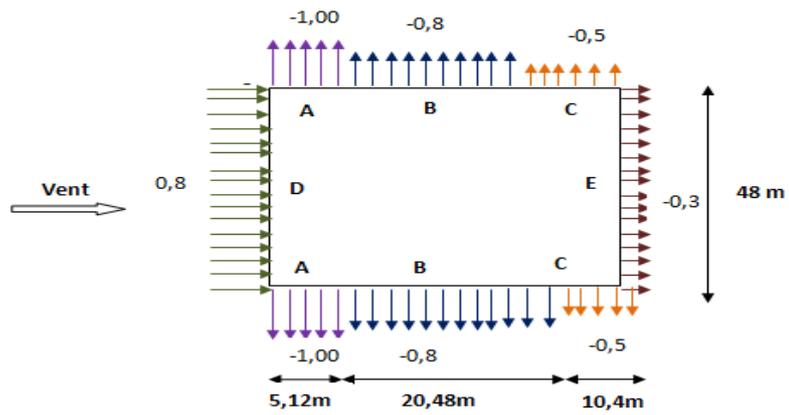


Figure II.14 : valeurs de  $C_{pe,10}$  direction  $V_3$  et  $V_7$

↙ Partie III

↙ Sens  $V_4$  et  $V_6$

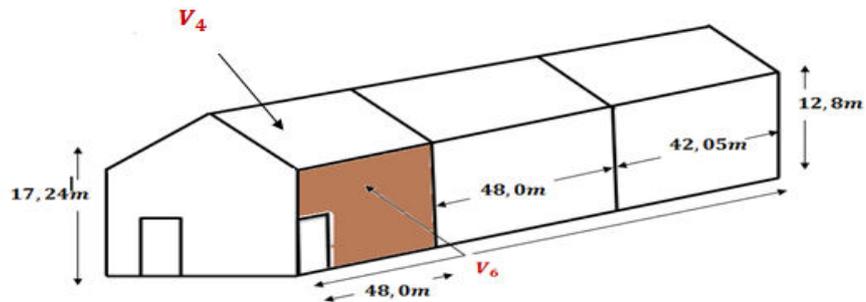


Figure II.15 : vent sur long pan.

$\left\{ \begin{array}{l} b=48 \text{ m} \\ d=36 \text{ m} \\ h=12,8 \text{ m} \end{array} \right.$

$$e = \min(b; 2h) = \min(48; 2 \times 12,8) = \min(48; 25,6) \text{ m}$$

$$e = 25,6 \text{ m}$$

$$S = b \times h = 48 \times 12,8 \rightarrow S = 614,4 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

On a :  $d=36\text{ m}$  et  $e=25,6\text{ m}$

Alors :  $d > e$  (Annexe A.4)

A  $\rightarrow e/5=25,6/5$

$\rightarrow$  A  $e/5=5,12\text{ m}$

B  $\rightarrow e-e/5=25,6-5,12$

$\rightarrow$  B  $e-e/5= 20,48\text{ m}$

C  $\rightarrow d-e=36-25,6$

$\rightarrow$  C  $d-e=10,4\text{ m}$

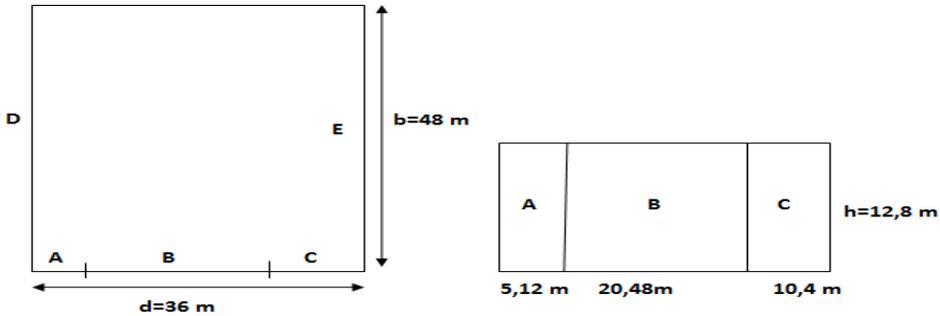


Figure II.16: division de la paroi verticale selon le chargement du vent direction  $V_4$  et  $V_6$

On a :  $C_{pe} = C_{pe,10}$

Les valeurs de  $C_{pe,10}$  comme suit :(Annexe A.5)

Zone	A	B	C	D	E
$C_{pe,10}$	-1,00	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Tableau II.6 : valeurs de  $C_{pe,10}$  direction  $V_4$  et  $V_6$

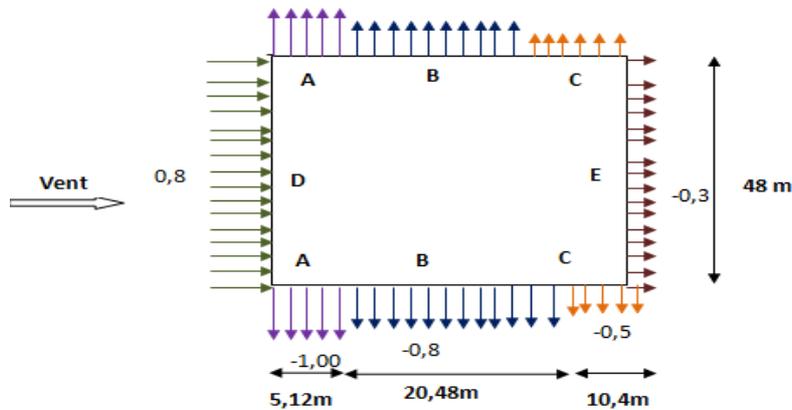


Figure II.17 : valeurs de  $C_{pe,10}$  direction  $V_4$  et  $V_6$ .

II .4.4 Vent pour toiture (  $z=17,24\text{ m}$  )

II .4.4.1 Calcul de la pression dynamique de la pointe

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

Avec :

- $q_{réf}$  : la pression dynamique de la référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.
- $c_e(z_e)$  : coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité
- Zone du vent II : tableau A.2 : zones climatique du vent

$q_{réf} = 435\text{ N/m}^2$  (Annexe A.2)

II.4.4.2 Coefficient d'exposition ( $C_e$ )

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

- **Coefficient topographique ( $C_t$ )**

Le coefficient de topographique prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tel que les collines, les dénivellations isolées.

Dans notre cas en a :

$\varphi < 0,05$  Car : on a un site plat

Donc :

$$C_t(z) = 1$$

- **Coefficient de rugosité  $C_r(z)$**

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

	$K_t$	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)	$\epsilon$
Catégorie III	0,215	0,3	5,00	0,61

Tableau II.7 : différentes caractéristiques du terrain

En a  $z = 17,24 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_t : \text{Facteur de terrain.} \\ z_0 : \text{Paramètre de rugosité} \\ z_{min} : \text{Hauteur minimale} \\ z : \text{Hauteur considérée} \\ z_{min} \leq z \leq 200m \longrightarrow C_r(17,24) = 0,215 \cdot \ln\left(\frac{17,24}{0,3}\right) \end{array} \right.$$

$$C_r(17,24) = 0,871$$

- **Intensité de turbulence  $I_V(z)$**

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent.

$$\left\{ \begin{array}{l} I_V(z) = \frac{1}{C_t(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z > z_{min} \\ I_V(z) = \frac{1}{C_t(z) \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z \leq z_{min} \end{array} \right.$$

En a  $z_{min} = 5 \text{ m}$

$$z = 17,24 \text{ m}$$

Donc :  $z > z_{min} \implies I_V(z) = \frac{1}{C_t(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$

$$I_V(z) = \frac{1}{1 \cdot \ln\left(\frac{17,24}{0,3}\right)}$$

$$I_V(z) = 0,2468$$

Alors :  $C_e(z) = C_r^2(z) \times C_t^2(z) \times [1 + 7 \cdot I_V]$

$$C_e(17,24) = 0,871^2 \times 1^2 \times [1 + 7 \times 0,2468]$$

$$C_e(17,24) = 2,0692$$

Alors :

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

$$q_{dyn}(17,24) = 435 \times 2,0692 [N/m^2]$$

$$q_{dyn}(12,8) = 900,132 \text{ N/m}^2$$

### II.4.5 Coefficient dynamique ( $C_d$ )

Pour toiture en a z=17,24m >15m

Alors :

$$C_d(z) = \frac{1+2g \times I_V(z_{eq}) \times \sqrt{Q^2+R^2}}{1+7 \cdot I_V(z_{eq})}$$

- l'échelle de turbulence  $L_i(z_{eq})$

Pour  $z=z_{eq}$

$$L_i(z_{eq}) = L_i(z_e) \text{ car : } z_{min} < z < 200 \text{ m}$$

$$L_i(z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^\epsilon$$

$$= 300 \times \left(\frac{17,24}{200}\right)^{0,61}$$

$$L_i(z_{eq}) = 67,2636 \text{ m}$$

- Partie quasi-statique " $Q^2$ "

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{(b+h)}{L_i(z_{eq})}\right)^{0,63}}$$

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{(36+17,24)}{67,2636}\right)^{0,63}} =$$

$$Q^2 = 67,2637 \text{ m}$$

- La fréquence fondamentale de la structure  $n_{1,x}$

$$n_{1,x} = \frac{46}{h} = \frac{46}{17,24}$$

$$n_{1,x} = 2,6682 \text{ Hz}$$

- Décrément logarithmique d'amortissement des vibrations  $\delta$

Ce calcul pour le mode fondamentale dans la direction du vent

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

$\delta_s$  : Décrément logarithmique d'amortissement structurel (tableau 3.1).

En a une structure en acier ; Donc :  $\delta_s = 0,05$

$\delta_a$  : Décrément logarithmique d'amortissement aérodynamique pris égal à 0 (structure poteau- poutre)

$$\delta = 0,05 + 00$$

$$\delta = 0,05$$

- La vitesse moyenne du vent  $V_m(z_{eq})$

D'après le RNV :  $V_{réf} = 28 \text{ m/s}$

$$V_m(z_{eq}) = C_r(z) \times C_t(z) \times V_{réf}$$

$$V_m(z_{eq}) = 0,871 \times 1 \times 28$$

$$V_m(z_{eq}) = 24,388 \text{ m/s}$$

- La fréquence de la direction x du vent  $N(x)$

$$N(x) = \frac{n_{1,x} \times L_i(z_{eq})}{V_m(z_{eq})}$$

$$N(x) = \frac{2,6682 \times 67,2637}{24,388}$$

$$N(x) = 7,3590$$

- La fonction de la densité spectrale de puissance  $R_N$

$$R_N = \frac{6,8 \times N(x)}{(1+10,2 \times N(x))^{\frac{5}{3}}}$$

$$R_N = \frac{6,8 \times 7,3590}{(1+10,2 \times 7,3590)^{\frac{5}{3}}}$$

$$R_N = 0,036647$$

- Les fonctions aérodynamiques  $R_h$  et  $R_b$

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h})$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b})$$

Avec :  $\eta_h = \frac{4,6 \times 7,3590 \times h}{L_i(z_{eq})}$

$$\eta_b = \frac{4,6 \times 7,3590 \times b}{L_i(z_{eq})}$$

$$\eta_h = \frac{4,6 \times 7,3590 \times 17,24}{67,2636}$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \times 7,3590 \times 36}{67,2636}$$

$$\eta_h = 8,67627$$

$$\eta_b = 18,11750$$

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h})$$

$$R_h = \left(\frac{1}{8,67627}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 8,67627^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times 8,67627})$$

$$R_h = 0,108161$$

$$R_b = \left(\frac{1}{18,11750}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 18,11750^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times 18,11750})$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b})$$

$$R_b = 0,053672$$

- La partie résonnante  $R^2$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_b \times R_h \times R_N$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,05367 \times 2,108161 \times 0,036647$$

$$R^2 = 0,021$$

- La fréquence propre  $\nu$

$$\nu = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{R^2 + Q^2}}$$

$$\nu = 2,6682 \times \sqrt{\frac{0,021}{0,021^2 + 67,2637^2}}$$

$$\nu = 0,0832 \text{ Hz}$$

3.11- Facteur de pointe  $g$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times \nu + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times \nu)}})}$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,0832 + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,0832)}})}$$

$$g = 3,0111 \text{ Hz}$$

- Intensité de turbulence  $I_V(z)$

En a une construction verticale

$$z_{eq} = 0,6 \times h$$

$$z_{eq} = 0,6 \times 17,24$$

En a  $Z > Z_{min}$

$$I_V(z_{eq}) = \frac{1}{C_t(z) \cdot \ln(\frac{z_{eq}}{z_0})}$$

$$I_V(z_{eq}) = \frac{1}{1 \cdot \ln(\frac{10,334}{0,3})}$$

$$I_V(z_{eq}) = 0,2824$$

Donc :  $C_d(z) = \frac{1 + 2g \times I_V(z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \cdot I_V(z_{eq})}$

$$C_d(z) = \frac{1 + 2 \times 3,0111 \times 0,2824 \times \sqrt{67,2637^2 + 0,021}}{1 + 7 \times 0,2824}$$

$$C_d(z) = 0,7724$$

II .4.6 Coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$

Le coefficient de pression extérieur dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la surface chargée par le vent.

$$C_{pe} = \begin{cases} C_{pe,1} & \text{si } S \leq 1,0 \text{ m}^2 \\ C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \cdot \log_{10}(S) & \text{si } 1,0 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe,10} & \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Avec : S la surface chargée de la paroi considérée en (m<sup>2</sup>)

iii) Vent sur pignon

↳ Partie I :  $\theta = 90^\circ$

- Sens  $V_1$

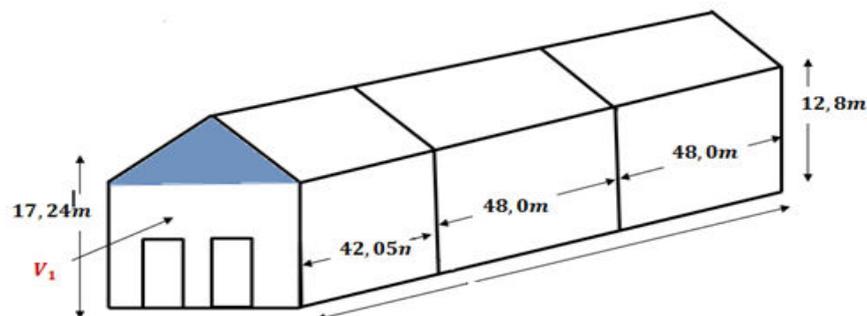


Figure II.17: vent sur toiture de façade principale.

$$\left\{ \begin{array}{l} b=36 \text{ m} \\ d=42,05 \text{ m} \\ h=17,24 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$e = \min(b; 2h) = \min(36; 2 \times 17,24) = \min(36; 34,48) \text{ m}$$

$$e = 34,48 \text{ m}$$

$$S = b \times h = 36 \times 17,24 \rightarrow S = 620,64 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

en a : d=42,05 m (Annexe A.6)

Alors :

F	↔	$e/4=34,48/4$	F	↔	8,62m
G	↔	$(b - e/2)/2=(36-34,48/2)/2$	G	↔	9,38 m
H	↔	$e/2-e/10=(34,48/2)-(34$	H	↔	13,8m
I	↔	$d-e /2=42,05-34,48/2$	I	↔	24,81m

En a  $\alpha=14^\circ$

En obtient les valeurs de par interpolation (Annexe A.7)

➤ F

- $5^\circ$  ↔ -1,6
- $1$  ↔
- $4^\circ$  X
- $15^\circ$  ↔ -1,3

$$\frac{X_2 - X_1}{\alpha_2 - \alpha_1} = \frac{X - X_1}{\alpha - \alpha_1}$$

$$\frac{-1,3 + 1,6}{15 - 5} = \frac{X + 1,6}{\alpha - 5} \quad \leftrightarrow$$

<b>X=-1,33</b>
----------------

En utilisent la même méthode pour obtenir  $C_{pe}$

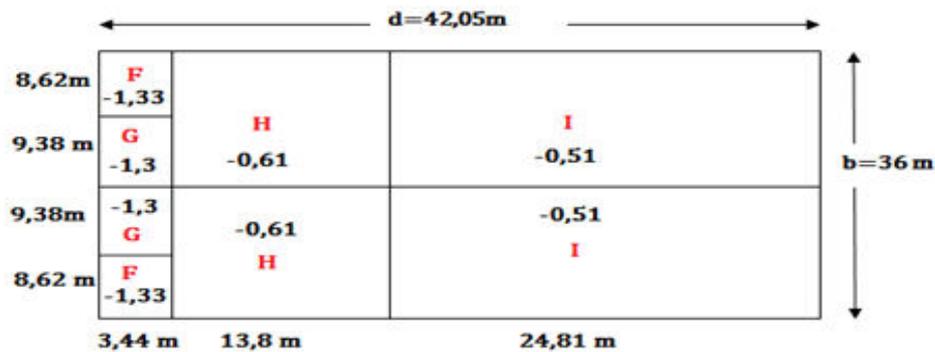


Figure II.18 : pressions sur la toiture directions du vent  $V_1$



Partie II pas de vent sur pignon dans cette partie

partie III

V<sub>5</sub>

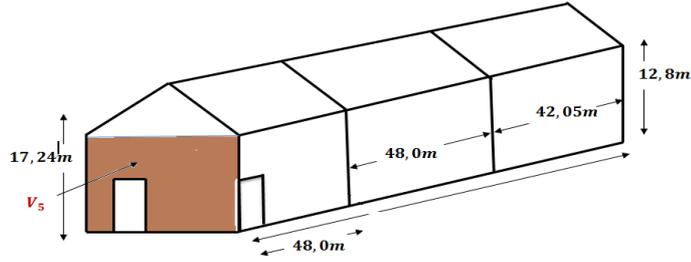


Figure II.19 : vent sur pignon

$$\begin{cases} b=36 \text{ m} \\ d=48 \text{ m} \\ h=17,24 \text{ m} \end{cases}$$

$$e = \min(b; 2h) = \min(36; 2 \times 17,24) = \min(36; 34,48) \text{ m}$$

$$e = 34,48 \text{ m}$$

$$S = b \times h = 36 \times 17,24 \rightarrow S = 620,64 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

En a : d=48 m

Alors :

F	$\rightarrow 4=34,48/4$	F	$\rightarrow 8,62 \text{ m}$
G	$\rightarrow (b - e/2)/2=(36-34,48/2)/2$	G	$\rightarrow 9,38 \text{ m}$
H	$\rightarrow 2-e/10=(34,48/2)-(34$	H	$\rightarrow 13,8 \text{ m}$
I	$\rightarrow e/2=48-34,48/2$	I	$\rightarrow 30,76 \text{ m}$

En a  $\alpha=14^\circ$

En obtient les valeurs de par interpolation

$\rightarrow F$

- $5^\circ \rightarrow -1,6$
- $14^\circ \rightarrow X$
- $15^\circ \rightarrow -1,3$

$$\frac{X_2 - X_1}{\alpha_2 - \alpha_1} = \frac{X - X_1}{\alpha - \alpha_1} \rightarrow \frac{-1,3 + 1,6}{15 - 5} = \frac{X + 1,6}{\alpha - 5}$$

$X = -1,33$

En utilisent la même méthode pour obtenir  $C_{pe}$

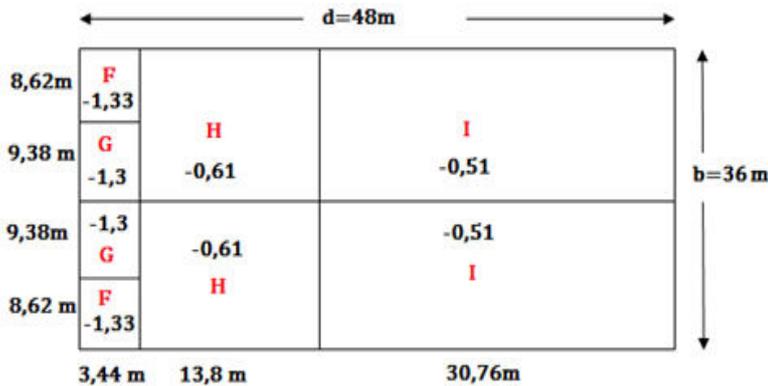


Figure 22 II.20 : pressions sur la toiture directions du vent V<sub>5</sub>

iv) Vent sur long pan :  $\theta=0^\circ$

↪ partie I

- Sens  $V_2$  et  $V_8$

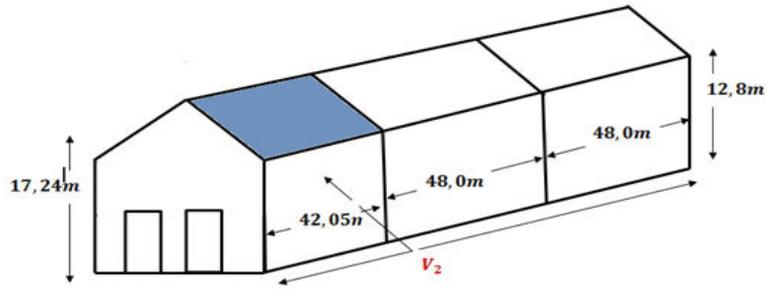


Figure 23 II.21: vent sur toiture

$$b=42,05$$

$$d=36m$$

$$h=17,24 m$$

$$e = \min(b; 2h) = \min(42,05; 2 \times 17,24) = \min(42,05; 34,48) m$$

$$e = 34,48 m$$

$$S = b \times h = 42,05 \times 17,24 \rightarrow S = 724,942 m^2 > 10 m^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

On a :  $d=36 m$

Alors :

$$F \rightarrow e/4 = 34,48/4$$

$$F \rightarrow 8,62 m$$

$$G \rightarrow (b - e/2) = (42,05 - 34,48/2)$$

$$G \rightarrow 8,81 m$$

$$H \text{ et } I \rightarrow (d - e/5)/2 = (36 - 34,48/5)/2$$

$$H \text{ et } I \rightarrow 14,56 m$$

$$J \rightarrow d/10 = 36/10$$

$$J \rightarrow 3,448 m$$

En a  $\alpha=14^\circ$  En obtient les valeurs de par interpolation

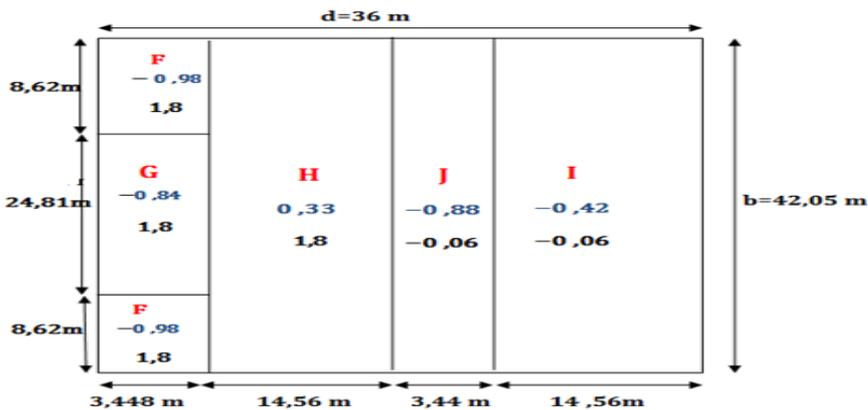


Figure 24 II.22 : pressions sur la toiture directions du vent  $V_2$  et  $V_8$

↪ Partie II et Partie III

- Sens  $V_4, V_6, V_3$  et  $V_7$

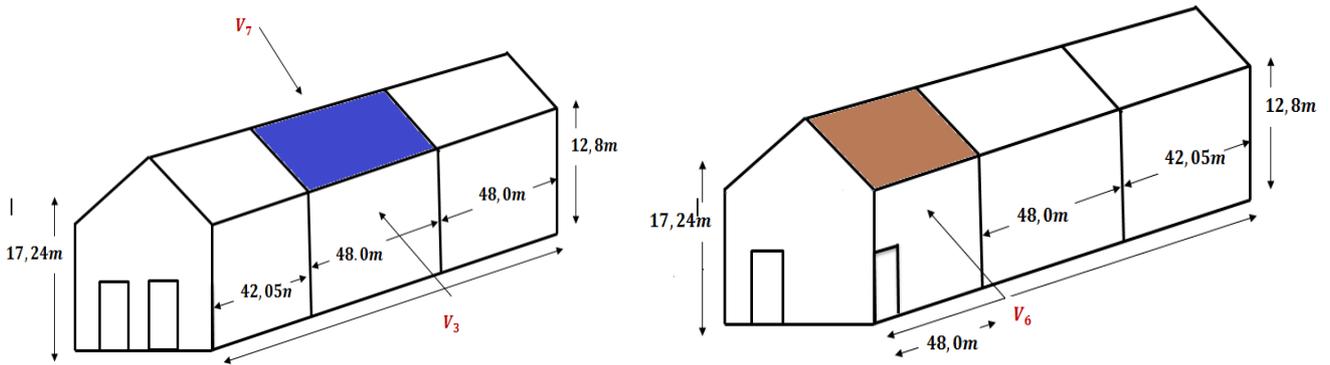


Figure 25 II.23 : vent sur toiture

$$\begin{cases} b=48 \text{ m} \\ d=36 \text{ m} \\ h=17,24 \text{ m} \end{cases}$$

$$e = \min(b; 2h) = \min(48; 2 \times 17,24) = \min(48; 34,48) \text{ m}$$

$$e = 34,48 \text{ m}$$

$$S = b \times h = 48 \times 17,24 \rightarrow S = 827,52 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$$

$$\text{On a : } d=36 \text{ m}$$

Alors :

F	↔	$e/4=34,48/4$	F	↔	8,62 m
G	↔	$(b - e/2)=(48-34,48/2)$	G	↔	30,76 m
H et I	↔	$(d - e/5)/2=(36-34,48/5)/2$	H et I	↔	14,56 m
J	↔	$e/10=34,48/10$	J	↔	3,448 m

En a  $\alpha=14^\circ$  En obtient les valeurs de par interpolation

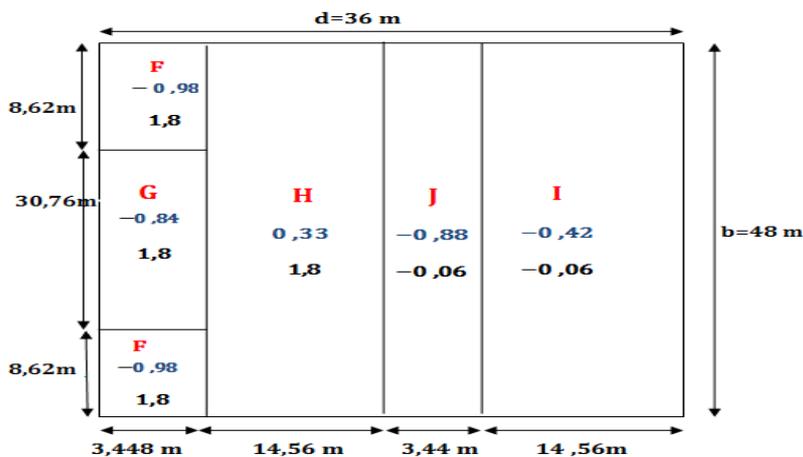


Figure II.24 : pressions sur la toiture directions du vent  $V_3, V_4, V_6, V_7$ .

### II .4.7 Coefficient de pression extérieure $C_{pi}$

Pour obtenir les valeurs de  $C_{pi}$  on fait la projection des valeurs de  $(\mu_p)$  et  $(\frac{h}{d})$  dans la courbe suivante :( Annexe A.8)

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

$\sum$  les surfaces de toutes les ouvertures

$$S = \sum(6 \times 6) \times 3 + (6 \times 5)$$

Sur long pan

$S = 138 \text{ m}^2$

- Sens  $V_2, V_3$  et  $V_4$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_p = \frac{0}{138} \quad \mu_p = 0 \\ \frac{h}{d} = \frac{12,8}{36} \frac{h}{d} = 0,355 \\ C_{pi} = 0,35 \end{array} \right.$$

- Sens  $V_6, V_7$  et  $V_8$

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures au } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}} \quad \mu_p = \frac{5 \times 6}{138} \quad \mu_p = 0,217$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{d} = \frac{12,8}{36} \frac{h}{d} = 0,355 \\ C_{pi} = 0,35 \end{array} \right.$$

sur pignon

- Sens  $V_1$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_p = \frac{2 \times (6 \times 6)}{138} \quad \mu_p = 0,521 \\ \frac{h}{d} = \frac{12,8}{48} \frac{h}{d} = 0,266 \end{array} \right.$$

$$C_{pi}=0,10$$

- Sens  $V_5$   $\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures au } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$

$$\mu_p = \frac{6 \times 6}{138} \mu_p = 0,2608$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{d} = \frac{12,8}{48} \frac{h}{d} = 0,266 \\ C_{pi}=0,35 \end{array} \right.$$

### II .4.8 Charge de vent $w(z)$

$$w(z) = q_{dyn}(z) \cdot [C_{pe} - C_{pi}] [N/m^2]$$

➤ Pour parois verticales

sur pignon

- Sens  $V_1$

	$C_d$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{dyn}(z)$	$w(z) (N/m^2)$
A	1,00	-1,00	0,10	-1,10	809,59	-890,549
B	1,00	-0,80	0,10	-0,90	809,59	-566,713
C	1,00	-0,50	0,10	-0,60	809,59	-485,754
D	1,00	+8,00	0,10	0,70	809,59	566,713
E	1,00	-0,3	0,10	-0,40	809,59	-323,836

- Sens  $V_5$

zone	$C_d$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{dyn}(z)$	$w(z) (N/m^2)$
A	1,00	-1,00	0,35	-1,35	809,59	-1092,9465
B	1,00	-0,80	0,35	-1,15	809,59	-931,0285
C	1,00	-0,50	0,35	-0,85	809,59	-688,1515
D	1,00	+8,00	0,35	0,45	809,59	364,3155
E	1,00	-0,3	0,35-	-0,65	809,59	-526,2335

Sur long pan

- Sens  $V_2, V_3$  et  $V_4$  et Sens  $V_6, V_7$  et  $V_8$

zone	$C_d$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{dyn}(z)$	$w(z)(N/m^2)$
A	1,00	-1,00	0,35	-1,35	809,59	-1092,9465
B	1,00	-0,80	0,35	-1,15	809,59	-931,0285
C	1,00	-0,50	0,35	-0,85	809,59	-688,1515
D	1,00	+8,00	0,35	0,45	809,59	364,3155
E	1,00	-0,3	0,35-	-0,65	809,59	-526,2335

- Pour toiture  
sur pignon

Sens  $V_1$ 

zone	$C_d$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{dyn}(z)$	$w(z)(N/m^2)$
F	0,7724	-1,30	0,10	-1,40	900,132	-973,366
G	0,7724	-1,33	0,10	-1,43	900,132	-994,224
H	0,7724	-0,61	0,10	-0,71	900,132	-493,636
I	0,7724	-0,51	0,10	-0,61	900,132	-424,110

- Sens  $V_5$

zone	$C_d$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{dyn}(z)$	$w(z)(N/m^2)$
F	0,7724	-1,30	0,35	-1,65	900,132	-1147,1822
G	0,7724	-1,33	0,35	-1,68	900,132	-1186,04
H	0,7724	-0,61	0,35	-0,96	900,132	-667,451
I	0,7724	-0,51	0,35	-0,86	900,132	-597,925

Sur long pan

- Sens  $V_2, V_3$  et  $V_4$  et Sens  $V_6, V_7$  et  $V_8$

zone	$C_d$	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{dyn}(z)$	$w(z)(N/m^2)$
F	0,7724	-0,98	0,35	-1,33	900,132	-1197,1755
	0,7724	1,8	0,35	1,45	900,132	1305,1914
G	0,7724	-0,84	0,35	-1,19	900,132	-1071,157
	0,7724	1,8	0,35	1,45	900,132	1305,1914
H	0,7724	0,33	0,35	-0,02	900,132	-18,0026
	0,7724	1,8	0,35	1,45	900,132	1305,1914
J	0,7724	-0,88	0,35	-1,23	900,132	-1107,1623
	0,7724	-0,06	0,35	-0,41	900,132	-369,054
I	0,7724	-0,42	0,35	-0,77	900,132	-693,10
	0,7724	-0,06	0,35	-0,41	900,132	-369,054

# **CHAPITRE III :**

# **Dimensionnement**

# **des éléments**

# **secondaires**

**Introduction**

L'ensemble des éléments d'un bâtiment industriel que ce soit les éléments secondaires ou primaires sont d'une importance capitale et sont intimement lié les uns aux autres. Ils constituent un ensemble indissociable pour la conception d'un ouvrage qui influe sans équivoque, sur le choix de la structure principale porteuse.

En effet, les éléments secondaire tels que les pannes les liesses et les potelets, parapet sont aussi importants que les éléments primaires et constituent le support pour envelopper la structure. Pour cela nous allons développer la procédure de calcul et de vérification de ces éléments.

**III.1 Calcul des pannes**

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et les surcharges s'appliquant sur la traverse ou la ferme. Elles sont réalisées soit en profilé I ou U. Elles sont sollicitées en flexion déviée vue leur inclinaison par rapport à la verticale.

**A. Espacement entre pannes**

L'espacement entre pannes est déterminé en fonction de la portée de la couverture. On suppose que la couverture est d'une longueur de 18m, et appuyée sur 9 appuis ce qui donne un espacement moyen de 2,25m.

**A.1 Combinaisons des charges**

- Les charges permanents (poids propre de la couverture en panneau sandwich TL75) : **G=14,2 daN/m<sup>2</sup> (Annexe B.5)**
- Les Charges d'entretien : **Q= 100 daN** appliquées au **1/3** et **2/3** de la longueur de la panne.

$$Q_{\acute{e}q} = \frac{8 \cdot q}{3 \cdot l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 6} = 44,44 \text{ daN/m}$$

- Action de la neige : **S=22,04daN/m<sup>2</sup>**
- Action du vent : **W= 130,51 daN/m<sup>2</sup>**

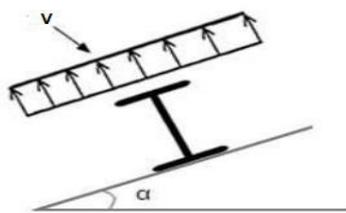


Figure III.1 : Cas de l'effet de vent

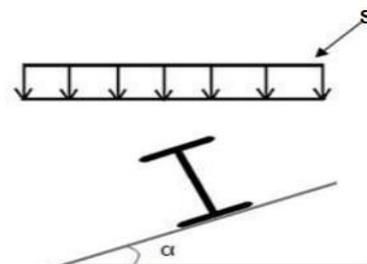


Figure III.2 : Cas de l'effet de neige

- **Etat limite ultime (ELU)**

$$q_1 = ep \times (1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q)$$

L'axe z-z

$$q_z = 2,25 \times (1,35 \times 14,2 + 1,5 \times 44,44) \cdot \cos(14^\circ)$$

$$q_z = 187,38 \text{ daN/m}$$

L'axe y-y

$$q_y = 2,25 \times (1,35 \times 14,2 + 1,5 \times 44,44) \cdot \sin(14^\circ)$$

$$q_y = 46,72 \text{ daN/m}$$

$$q_2 = ep \times (1,35.G + 1,5.S)$$

L'axe z-z

$$q_z = 2,25 \times (1,35 \times 14,2 + 1,5 \times 22,04). \cos(14^\circ)$$

$$q_z = 114,03 \text{ daN/m}$$

L'axe y-y

$$q_y = 2,25 \times (1,35 \times 14,2 + 1,5 \times 22,04). \sin(14^\circ)$$

$$q_y = 28,43 \text{ daN/m}$$

$$q_3 = ep \times (1,35.G + 1,5.W)$$

L'axe z-z

$$q_z = 2,25 \times (1,35 \times 14,2. \cos(14^\circ) + 1,5 \times (-130,51))$$

$$q_z = -398,62 \text{ daN/m}$$

L'axe y-y

$$q_y = 2,25 \times (1,35 \times 14,2. \sin(14^\circ) + 1,5 \times (-130,51))$$

$$q_y = 430,04 \text{ daN/m}$$

$$q_4 = G \cos(\alpha) - 1,5W$$

$$\text{L'axe z-z } q_3 = (2,25 \times 14,2) \cos(14^\circ) - 1,5 \times 130,51 = -164,76 \text{ daN/m}$$

$$q_5 = 1,35G. \sin(\alpha)$$

$$\text{L'axe y-y } q_5 = 1,35(14,2 \times 2,25) \sin(14^\circ) = 10,43 \text{ daN/m}$$

$$q_6 = G. \sin(\alpha) = (14,2 \times 2,25 \times \sin(14^\circ)) = 7,73 \text{ daN/m}$$

Donc on prend la combinaison la plus défavorable :

$$\text{Suivant l'axe z-z : } q_3 = -398,62 \text{ daN/m}$$

$$\text{Suivant l'axe y-y : } q_3 = -430,04 \text{ daN/m}$$

▪ **Etat limite service (ELS)**

$$q_1 = ep \times (G + Q)$$

L'axe z-z

$$q_z = 2,25 \times (14,2 + 44,44). \cos(14^\circ)$$

$$q_z = 114,80 \text{ daN/m}$$

L'axe y-y

$$q_y = 2,25 \times (14,2 + 44,44). \sin(14^\circ)$$

$$q_y = 27,63 \text{ daN/m}$$

$$q_2 = ep \times (G + S)$$

L'axe z-z

$$q_z = 2,25 \times (14,2 + 22,04). \cos(14^\circ)$$

$$q_z = 79,33 \text{ daN/m}$$

L'axe y-y

$$q_y = 2,25 \times (14,2 + 22,04). \sin(14^\circ)$$

$$q_y = 19,72 \text{ daN/m}$$

$$q_3 = ep \times (G + W)$$

L'axe z-z

$$q_z = 2,25 \times (14,2. \cos(14^\circ) + (-130,51))$$

$$q_z = -262,64 \text{ daN/m}$$

L'axe y-y

$$q_y = 2,25 \times (14,2. \sin(14^\circ) + (-130,51))$$

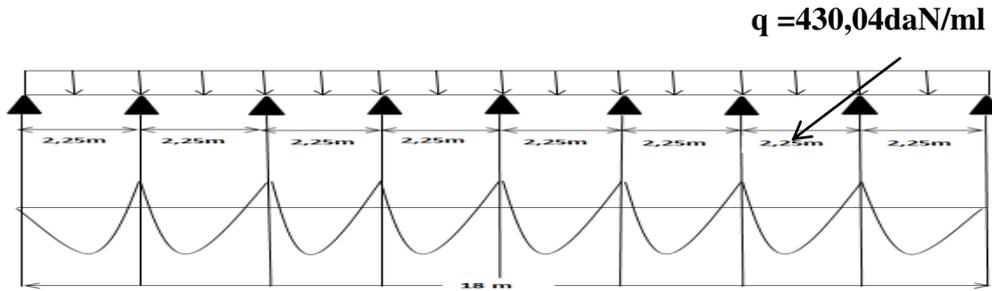
$$q_y = -285,92 \text{ daN/m}$$

Donc on prend la combinaison la plus défavorable :

Suivant l'axe z-z :  $q_3 = -262,64 daN/ml$   
 Suivant l'axe y-y :  $q_3 = -285,92 daN/ml$  :

**A.2 Vérification de l'espacement**

Le moment maximum pour une poutre à 9 appuis est déterminé selon l'abaque de MACQUAURT  
 Le diagramme résultant des moments fléchissants est montré ci-dessous : (Annexe B.3)



- Diagramme du moment fléchissant des pannes-

$$M_{max} = 0,842 \cdot M_0 \quad \text{avec} \quad M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

$$M_{max} = 0,846 \cdot \frac{q_u l^2}{8} = 0,1057 \cdot q_u l^2$$

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

$$\Rightarrow M_{max} \leq f_y \cdot w \quad \Rightarrow 0,1057 \cdot q_u l^2 \leq f_y \cdot w$$

$$l \leq \sqrt{\frac{f_y \cdot w}{0,105 \cdot q_u}} \quad \Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{235 \times 10^5 \times 49 \times 10^{-6}}{0,1057 \times 430,04}}$$

$$l \leq 5,03 \text{ m}$$

On a :  $ep = 2,25 \text{ m} < l = 5,03 \text{ m}$

Donc : on prend

$$ep = 2,25 \text{ m}$$

**B. Dimensionnement des pannes**

D'après le logiciel ROBOT, on adopté pour la section IPE180

$$Q_{y,sd} = q_m \times \sin \alpha = 430,04 \times \sin 14 = 104,04 daN/m$$

$$M_{z,sd} = Q_{y,sd} \times \frac{l^2}{8} = 104,04 \times \frac{6^2}{8} = 468,18 daN.m$$

$$Q_{z,sd} = q_m \times \cos \alpha = 430,04 \times \cos 14 = 417,27 daN/m$$

$$M_{y,sd} = Q_{z,sd} \times \frac{l^2}{8} = 417,27 \times \frac{6^2}{8} = 1877,72 daN.m$$

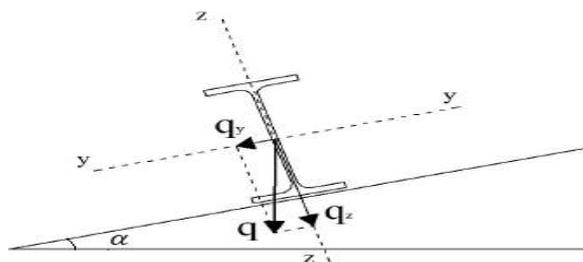


Figure III.3 : Cas des sollicitations.

Profilé	Poids <i>s</i>	Section	Dimension				Caractéristique			
			<i>H</i>	<i>B</i>	<i>t<sub>f</sub></i>	<i>t<sub>w</sub></i>	<i>I<sub>y</sub></i>	<i>I<sub>z</sub></i>	<i>W<sub>pl-y</sub></i>	<i>W<sub>pl-z</sub></i>
IPE180	<i>p</i> Kg/ m	<i>A</i> cm <sup>2</sup>	<i>H</i> Mm	<i>B</i> Mm	<i>t<sub>f</sub></i> M m	<i>t<sub>w</sub></i> Mm	<i>I<sub>y</sub></i> cm <sup>4</sup>	<i>I<sub>z</sub></i> cm <sup>4</sup>	<i>W<sub>pl-y</sub></i> cm <sup>3</sup>	<i>W<sub>pl-z</sub></i> cm <sup>3</sup>
	18,8	2391	180	91	8	5,3	1317	100,9	166,4	34,60

Tableau III.1 : Caractéristiques du profilé IPE180.

Poids propre du profilé choisit : PP = 18,8 Kg/m

G = G de panne + G de toiture

G = 18,8 + (14,2 × 2,25) = 50,75 daN/m

### B.1 Combinaison des charges

Plan (y-y)

$$q_{y1} = (1,35G + 1,5S) \times \cos(\alpha) = (1,35 \times 50,75 + 1,5 \times 20,04 \times 2,25) \cos(14)$$

$$q_{y1} = 132,10 \text{ daN/m}$$

$$M_{z1,sd} = q_{y1} \times \frac{l^2}{8} = 132,10 \times \frac{6^2}{8} = 594,45 \text{ daN.m}$$

$$q_{y2} = 1,35G \times \cos(\alpha) + 1,5W = 1,35 \times 50,75 \times \cos(14) + 1,5 \times 130,51 \times 2,25$$

$$q_{y2} = 262,24 \text{ daN/m}$$

$$M_{z2,sd} = q_{y2} \times \frac{l^2}{8} = 262,24 \times \frac{6^2}{8} = 1180,08 \text{ daN.m}$$

$$q_{y3} = G \times \cos \alpha - 1,5W = 50,75 \times \cos(14) - 1,5 \times 130,51$$

$$q_{y3} = -146,52 \text{ daN/m}$$

$$M_{z3,sd} = q_{y3} \times \frac{l^2}{8} = -146,52 \times \frac{6^2}{8} = -657,9 \text{ daN.m}$$

$$q_{y4} = (1,35G + 1,5Q) \times \cos(\alpha) = (1,35 \times 50,75 + 1,5 \times 44,44) \cos(14)$$

$$q_{y4} = 131,16 \text{ daN/m}$$

$$M_{z4,sd} = q_{y4} \times \frac{l^2}{8} = 131,16 \times \frac{6^2}{8} = 590,21 \text{ daN/m}$$

Plan (z-z)

$$q_{z1} = (1,35G + 1,5S) \times \sin(\alpha) = (1,35 \times 50,75 + 1,5 \times 22,04) \sin(14)$$

$$q_{z1} = 24,24 \text{ daN/m}$$

$$M_{y1,sd} = q_{z1} \times \frac{l^2}{8} = 24,24 \times \frac{6^2}{8} = 109,08 \text{ daN.m}$$

$$q_{z2} = 1,35G \times \sin(\alpha) = 1,35 \times 50,75 \times \sin(14)$$

$$q_{z2} = 13,57 \text{ daN/m}$$

$$M_{y2,sd} = q_{z2} \times \frac{l^2}{8} = 13,57 \times \frac{6^2}{8} = 61,07 \text{ daN.m}$$

$$q_{z3} = G \times \sin \alpha = 50,75 \times \sin(14)$$

$$q_{z3} = 12,78 \text{ daN/m}$$

$$M_{y3,sd} = q_{z3} \times \frac{l^2}{8} = 12,78 \times \frac{6^2}{8} = 57,51 \text{ daN.m}$$

$$q_{z4} = (1,35G + 1,5 Q) \times \sin(\alpha) = (1,35 \times 50,75 + 1,5 \times 44,44) \sin(14)$$

$$q_{z4} = 32,70 \text{ daN/m}$$

$$M_{y4,sd} = q_{z4} \times \frac{l^2}{8} = 32,70 \times \frac{6^2}{8} = 147,16 \text{ daN.m}$$

Donc la combinaison la plus défavorable :

Suivant (y-y)  $q_{y2} = 262,24 \text{ daN/m}$

Suivant (z-z)  $q_{z4} = 32,70 \text{ daN/m}$

Donc  $q_{sy} = q_{y2} \times \cos(\alpha) = 262,24 \times \cos(14^\circ) = 254,45 \text{ daN/m}$

$$M_{zsd} = q_{sy} \times \frac{l^2}{8} = 254,45 \times \frac{6^2}{8} = 1145,03 \text{ daN.m}$$

$$q_{sz} = q_{y2} \times \sin(\alpha) = 262,24 \times \sin(14^\circ) = 63,44 \text{ daN/m}$$

$$M_{ysd} = q_{sz} \times \frac{l^2}{8} = 63,44 \times \frac{6^2}{8} = 285,49 \text{ daN.m}$$

**Classe de profile**

a. Classe de l'âme fléchie (**Annexe B.1**)

$$\frac{d}{t_w} < 72 \epsilon \text{ Avec } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} ; d=146\text{mm}, t_w= 5,3\text{mm}$$

$$\frac{146}{5,3} = 27,54 < 72 \text{ l'âme est de classe 1}$$

b. Classe de la semelle comprimée (**Annexe B.1**)

$$\frac{c}{t_f} < 10 \epsilon \text{ avec } c=45,5 \text{ mm}; t_f= 8\text{mm}$$

$$\frac{45,5}{8} = 5,68 < 10 \text{ la semelle est de classe 1}$$

Alors : le profile IPE180 est de classe 1

**B.2 Vérification de flèche à l'ELS**

**Plan (z-z)**

$$\delta_{max} = \frac{l}{200}$$

Alors :  $\delta_{max} = \frac{600}{200}$   
 $\delta_{max} = 3$

$$\delta = \frac{5 \times q_{sy} \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\text{alors : } \delta = \frac{5 \times 254,45 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 869,3} = 2,35 \text{ cm}$$

Alors:  $\delta_{max} > \delta \dots \dots \dots \text{CV}$

• **Plan (y-y)**

$$\delta_{max} = \frac{l}{200}$$

Donc  $\delta_{max} = 1,5$

$$\delta = \frac{5 \times q_{sy} \times l^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\text{alors} : \delta = \frac{5 \times 63,44 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 68,31} = 0,46 \text{ cm}$$

Alors :  $\delta_{max} > \delta$ ..... CV  
 Donc : les pannes en IPE180 vérifient à l'ELS

**B.3 Vérification de résistance des pannes à L'ELU**

La vérification se fait par :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,Rd}}\right)^\beta \leq 1 \text{ (flexion bi- axial)}$$

Pour les profils laminé en I :  $\alpha = 2 ; \beta = 1$ .

$$a = \min(A_w/A ; 0,5) = \min(934/2390 ; 0,5) = 0,39$$

Avec :  $A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 23,9 \times (10^2) - 2 \times 91 \times 8 = 934 \text{ mm}^2$

$$a = 0,39 > \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = 0 \text{ (} N_{sd} = 0 \text{)} \Rightarrow M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd}$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd} = \left( \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M0}} \right) = \frac{26,10 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 557,59 \text{ daN.m}$$

$$M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} = \left( \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} \right) = \frac{123,9 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 2646,95 \text{ daN.m}$$

D'où

$$\left(\frac{285,49}{2646,95}\right)^2 + \left(\frac{1145,03}{557,59}\right)^1 = 0,22 < 1$$

Donc : les pannes en IPE180 vérifient la résistance à l'ELU

**B.4. Résistance de la panne au déversement**

Le moment résistant de déversement est donné par :

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

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

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot M_{ply,Rd}$$

$\beta_w = 1$  Pour les sections de classes 1

L'élanement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  est déterminé par la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5}$$

Où :  $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$  et  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

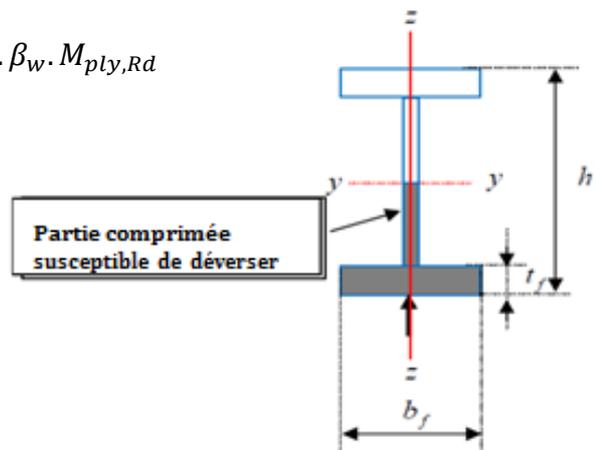
Avec :  $f_y$  en  $N/mm^2$

- $\lambda_1 = 93,9\varepsilon$

Avec :

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

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



Vent de soulèvement

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Avec :  $C_1 = 1,132$  (Annexe B.3)

$L=600\text{cm}$

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

$I_t$ : Moment d'inertie de torsion :  $I_t=4,79\text{cm}^4$ .

$I_z$ : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe (z - z) :  $I_z= 100,9\text{cm}^4$ .

$I_w$ : Moment d'inertie de gauchissement :  $I_w = 7,43 \times 10^3 \text{ cm}^6$

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

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{\pi^2 \times 21. 10^6 (100,9)}{600^2} \times \sqrt{\frac{7,43 \times 10^3}{100,9} + \frac{600^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 4,79}{\pi^2 \times 21. 10^6 \times 100,9}}$$

$$M_{cr} = 3461,054 \text{ daN.m} = 34,61054 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{1 \times 166,4 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^5}{3461,054} \right]^{0,5} = 1,06 > 0,4$$

Donc : il y a un risque de déversement de la panne.

- $\frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1,97 > 1,2$

$$t_f = 8\text{mm} < 40\text{mm}$$

Plan y-y (courbe de flambement « a » les profils laminés)

Alors :  $\alpha_{LT} = 0,21$  (Annexe B.4)

- $\varphi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$   
 $\varphi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,21(1,06 - 0,2) + 1,06^2] = 1,152$

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

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,152 + [1,152^2 - 1,06^2]^{0,5}} = 0,62 < 1$$

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

$$M_{b,Rd} = 0,62 \times 1 \times \frac{(166,4 \times 10^{-6}) \times (235 \times 10^5)}{1,1} = 2204,0436 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1549,01 \text{ daN.m} < M_{b,Rd} = 2204,04 \text{ daN.m}$$

Donc : les pannes en IPE180 résistent au déversement.

### B.5 Résistance de l'âme au voilement par cisaillement

$$\frac{d}{t_w} \leq 69. \xi$$

On a  $\frac{d}{t_w} = \frac{146}{5,3} = 27,55 < 69. \xi$ ; avec :  $\xi = \sqrt{235 / f_y} = 1$

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

**B.6 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 :

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

Avec :

$A_w$  : Aire de l'âme :  $A_w = t_w \times (h - 2 \times t_f) = 5,3 \times (180 - 2 \times 8) = 869,2mm^2$

$A_{fc}$  : Aire de la semelle comprimée :  $A_{fc} = b \times t_f = 91 \times 8 = 728mm^2$

$k = 0,3$  (pour une semelle de classe 1)

D'où :

$$k \frac{E}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{869,2}{728}} = 292,93$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{146}{5,3} = 27,55$$

Donc :  $27,55 < 292,93$

Donc : les pannes en IPE180 sont stables au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

**B.7 Incidence de l'effort tranchant**

$$V_{z,Sd} \leq 0,5 V_{plz,Rd}$$

$$V_{y,Sd} \leq 0,5 V_{ply,Rd}$$

avec:

$$V_{z,Sd} = \frac{q_{z,sd} \cdot l}{2} = \frac{63,44 \times 6}{2} = 190,32daN$$

$V_{z,sd} = 1,903KN$

$$V_{plz,rd} = A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 11,20 \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 138,14KN$$

Avec :  $A_{vz} = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f$   
 $= 2390 - 2 \times 91 \times 8 + (5,3 + 2 \times 9) \times 8 = 11,20cm^2$

Donc :

$V_{z,Sd} = 1,903KN < 0,5 V_{plz,Rd} = 69,07.....CV$

Et

$$V_{y,Sd} = \frac{q_{y,sd} \cdot l}{2} = \frac{254,45 \times 6}{2} = 763,35daN$$

$V_{y,sd} = 7,633KN$

$$V_{ply,rd} = A_{vy} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 14,56 \times \frac{23,5}{\sqrt{3} \times 1,1} = 179,59KN$$

Avec :  $A_{vy} = 2 \times b \times t_f$   
 $= 2 \times 91 \times 8 = 14,56cm^2$

Donc :

$V_{y,Sd} = 7,633KN < 0,5 V_{ply,Rd} = 89,79.....CV$

**Conclusion** : le profilé IPE180 convient comme panne pour notre structure.

### III .2 Calcul des lisses de bardages

Les lisses sont des éléments de profilé laminé qui sont constitué de poutrelle en U, ils sont disposé horizontalement, ils portent sur les poteaux de portique ou éventuellement sur des potelets intermédiaires, ils sont destinés à reprendre les efforts du vent sur les bardages et ils sont calculés pour pouvoir résister au poids de la couverture, leur poids propre et les surcharges climatiques.

#### III .2.1 Détermination des sollicitations

Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal. La lisse fléchit verticalement. En outre, sous l’effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, elle fonctionne à la flexion déviée.

- Evaluation des charges et surcharges

Profilé	Poids <i>s</i>	Section	Dimension				Caractéristique			
			<i>h</i> mm	<i>B</i> M m	<i>t<sub>f</sub></i> Mm	<i>t<sub>w</sub></i> Mm	<i>I<sub>y</sub></i> cm <sup>4</sup>	<i>I<sub>z</sub></i> cm <sup>4</sup>	<i>W<sub>pl-y</sub></i> cm <sup>3</sup>	<i>W<sub>pl-z</sub></i> cm <sup>3</sup>
UPN160	<i>p</i> Kg/ m	<i>A</i> cm <sup>2</sup>	<i>h</i> mm	<i>B</i> M m	<i>t<sub>f</sub></i> Mm	<i>t<sub>w</sub></i> Mm	<i>I<sub>y</sub></i> cm <sup>4</sup>	<i>I<sub>z</sub></i> cm <sup>4</sup>	<i>W<sub>pl-y</sub></i> cm <sup>3</sup>	<i>W<sub>pl-z</sub></i> cm <sup>3</sup>
	18.8	24	160	65	10.5	7.5	925	85.3	138	35.2

Tableau III.2 : Caractéristique du profilé UPN160

Vérification de la lisse de long pan

$$h \geq \frac{l}{40} \rightarrow h \geq \frac{6}{40} = 0,15 \text{ m}$$

Donc on choisit le profilé **UPN 160**

✓ charge permanents (G) :

-Bardage : Panneau sandwich TL 35 : **G=10,9 daN/m (Annexe B.5)**

-Poids propre de la lisse (UPN 160) : **18,8daN/m**

$$G = 10,9 \times 1,4 + 18,8 = 34,06 \text{ daN/m}$$

✓ Surcharge climatique du vent :

$$W = 130,51 \times 1,4 = 182,71 \text{ daN/m}$$

- Combinaison des charges les plus défavorables :

Flexion suivant l’axe (y-y)

$$Q_{y;sd} = 1,35 \cdot G = 1,35(34,06) = 45,98 \text{ daN/m}$$

$$M_{z;sd} = \frac{Q_{y;sd} \cdot l^2}{8} = 45,98 \times \frac{6^2}{8} = 206,91 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Flexion suivant l’axe (z-z)

$$Q_{z;sd} = 1,5 \cdot W = 1,5 \times 182,71 = 274,06 \text{ daN/m}$$

$$M_{y;sd} = \frac{Q_{z;sd} \cdot l^2}{8} = \frac{274,06 \times 6^2}{8} = 1233,27 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

III .2.2 Vérification à l'état limite ultime

Détermination de la classe du profilé UPN160

↪ Classe de la semelle comprimée (Annexe B.1)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{65/2}{10,5} = 3,09 < 10 \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

↪ Classe de l'âme fléchie (Annexe B.1)

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 < 72 \Rightarrow \text{Âme de classe 1}$$

Alors la section de classe 1

La lisse travaille à la flexion déviée et la formule de vérification est donnée comme suivant :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}}\right)^\beta \leq 1 \quad (\text{flexion bi-axial})$$

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

$$a = \min(A_w/A ; 0,5) = \min(1035/2400 ; 0,5) = 0,43$$

$$\text{Avec : } A_w = A - 2 \times b \times t_f = 24 \times (10^2) - 2 \times 65 \times 10,5 = 1035 \text{ mm}^2$$

$$a = 0,43 > \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = 0 \quad (N_{sd} = 0) \Rightarrow M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd}$$

$$M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd} = \left( \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M_0}} \right) = \frac{35,2 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 752 \text{ daN.m}$$

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

$$M_{ply,Rd} = \left( \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_0}} \right) = \frac{138 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 2948,18 \text{ daN.m}$$

$$M_{Ny,Rd} = 2948,18 \times \left( \frac{1}{1 - 0,5 \times 0,43} \right) = 3755,64 \text{ daN.m}$$

D'où

$$\left(\frac{1233,27}{2948,18}\right)^2 + \left(\frac{206,91}{752}\right)^1 = 0,45 < 1$$

Donc : les lisse en UPN160 vérifient la résistance à l'ELU.

Résistance de la lisse au déversement

Le moment résistant de déversement est donné par :

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

$$\text{Avec : } M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot M_{ply,Rd}$$

$$\beta_w = 1 \quad (\text{Pour les sections de classes 1})$$

L'élancement réduit  $\bar{\lambda}_{LT}$  est déterminé par la formule suivante :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5}$$

Où :  $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon$  et  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

Avec :  $f_y$  en  $N/mm^2$

- $\lambda_1 = 93,9\varepsilon$

Avec :

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

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

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \times \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{l^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

Avec :  $C_1 = 1,132$  (Annexe B.2)

$L=600cm$

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

$I_t$ : Moment d'inertie de torsion :  $I_t=7,39cm^4$ .

$I_z$ : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe (z - z) :  $I_z= 85,3cm^4$  .

$I_w$ : Moment d'inertie de gauchissement :  $I_w = 3,26 \times 10^3 cm^6$

$E = 210000 N/mm^2 = 21. 10^6 N/cm^2$

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{\pi^2 \times 21. 10^6 (85,3)}{600^2} \times \sqrt{\frac{3,26 \times 10^3}{85,3} + \frac{600^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 7,39}{\pi^2 \times 21. 10^6 \times 85,3}}$$

$$M_{cr} = 2219919,467 N.cm = 2219,919 daN.m$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{1 \times 138 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^5}{2219,919} \right]^{0,5} = 1,21 > 0,4$$

**Donc:** il y a un risque de déversement de la lisse.

Et  $\frac{h}{b} = \frac{160}{65} = 2,46 > 1,2$

$t_f = 10,5mm < 40mm$      $\alpha_{LT} = 0,21$  (Annexe B.4)

- $\varphi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + 0,21(1,21 - 0,2) + 1,21^2] = 1,34$$

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

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,34 + [1,34^2 - 1,21^2]^{0,5}} = 0,52 < 1$$

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

$$M_{b,Rd} = 0,52 \times 1 \times \frac{(138 \times 10^{-6}) \times (235 \times 10^5)}{1,1} = 1533,055 daN.m$$

$$M_{sd} = 1233,27 \text{ daN.m} < M_{b,Rd} = 1533,0455 \text{ daN.m}$$

Donc : les lisses en UPN160 résistent au déversement.

### III.2.3 Vérification de la flèche de l'UPN160 (ELS)

**Plan (y-y)**

$$q_y = G_1 + (G_b \times 1,4) = 18,8 + (10,9 \times 1,4) = 34,06 \text{ daN/m}$$

$$\delta_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_y (l_y)^4}{E \cdot I_z}$$

$$\delta_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{34,06 \times 10^{-2} \times (300)^4}{21 \times 10^5 \times 85,3} = \delta_y = 0,205 \text{ cm} < \delta_{\max} = 1,5 \text{ cm}$$

Donc : les lisses en UPN160 vérifient la flèche dans le plan y-y.

**Plan (z-z)**

$$q_z = W \times 1,4 = 130,51 \times 1,4 = 182,71 \text{ daN/m}$$

$$\delta_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_z \times l_z^2}{E \cdot I_y}$$

$$\delta_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{182,71 \times 10^{-2} \times (600)^4}{21 \times 10^6 \times 925} = 1,59 < \delta_{\max} = 3 \text{ cm}$$

Donc : les lisses en UPN160 vérifient la flèche dans le plan z-z.

- **Vérification au cisaillement**

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_z \leq V_{plz,Rd} \quad \text{et} \quad V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_y \leq V_{ply,Rd} \quad \text{et} \quad V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

$$A_{vy} = 2bt_f$$

$$= 2 \times 65 \times 10,5$$

$$A_{vy} = 1365 \text{ mm}^2;$$

$$A_{vz} = 1,04ht_w$$

$$= 1,04 \times 160 \times 7,5$$

$$A_{vz} = 1248 \text{ mm}^2$$

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

$$= \frac{12,48 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1}$$

$$V_{plz,Rd} = 15393,21 \text{ daN}$$

$$V_{ply,Rd} = \frac{A_{vy} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{13,65 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1}$$

$$V_{ply,Rd} = 16836,32 \text{ daN}$$

$V_{z,sd} = 137,03 \text{ daN} < V_{plz,Rd} = 15393,21 \dots \dots \dots \text{CV}$

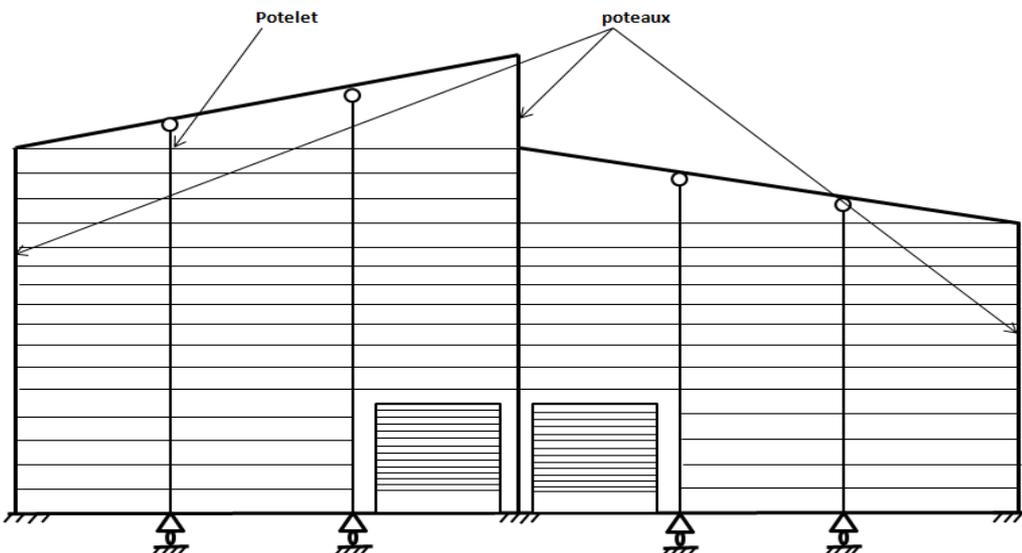
$V_{y,sd} = 28,74 \text{ daN} \leq V_{ply,Rd} = 16836,32 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{CV}$

Conclusion :

Le profilé UPN160 convient comme lisse de bardage pour notre structure.

### III.3 Calcul des potelets

Les potelets sont plus souvent de profilés en I ou H destinés à rigidifier la clôture ( bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent . Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulées) et de la hauteur de la construction. Ils sont considérés comme articulé dans les deux extrémités comme la figure si dessous



#### III.3.1 Calcul des charges et surcharges revenantes au potelet

D’après le ROBOT, on a opté pour la section IPE300

Profilé	Poids <i>s</i>	Section	Dimension				Caractéristique			
			<i>A</i> <i>cm</i> <sup>2</sup>	<i>H</i> <i>mm</i>	<i>B</i> <i>Mm</i>	<i>t<sub>f</sub></i> <i>mm</i>	<i>t<sub>w</sub></i> <i>mm</i>	<i>I<sub>y</sub></i> <i>cm</i> <sup>4</sup>	<i>I<sub>z</sub></i> <i>cm</i> <sup>4</sup>	<i>W<sub>pl-y</sub></i> <i>cm</i> <sup>3</sup>
IPE300	<i>p</i> Kg/ <i>m</i>	<i>A</i> <i>cm</i> <sup>2</sup>	<i>H</i> <i>mm</i>	<i>B</i> <i>Mm</i>	<i>t<sub>f</sub></i> <i>mm</i>	<i>t<sub>w</sub></i> <i>mm</i>	<i>I<sub>y</sub></i> <i>cm</i> <sup>4</sup>	<i>I<sub>z</sub></i> <i>cm</i> <sup>4</sup>	<i>W<sub>pl-y</sub></i> <i>cm</i> <sup>3</sup>	<i>W<sub>pl-y</sub></i> <i>cm</i> <sup>3</sup>
	42,2	53,6	300	150	10,5	7,1	8356	603,8	628,4	125,2

Tableau 9 III.3 Caractéristique du profilé IPE300

✓ charge permanents (G)

- Bardage : Panneau sandwich TL 35 : **G=10,9 daN/ml (Annexe B.5)**
- Poids propre de la lisse (UPN 160) : **18,8daN/m**

**G = 10,9 × 5,5 × 15,54 + 18,8 × 5,5 × 5,5 = 1500,32 daN = 15,003kN**

✓ Surcharge climatique du vent

$$W = 89,055 \times 5,5 = 489,80 \text{ kN/m}$$

Avec : 5,5 m:entre axe du potelet

III.3.2 Incidence de l'effort tranchant

$$V_{z;Sd} \leq 0,5 V_{plz;Rd}$$

avec:

$$V_{z;Sd} = \frac{Q_{z;Sd} \cdot l}{2}$$

$$Q_{z;Sd} = 1,5 \cdot W = 1,5 \times 489,80$$

$$Q_{z;Sd} = 734,7 \text{ daN/ml}$$

$$V_{z;Sd} = \frac{489,80 \times 15,54}{2} = 3805,75 \text{ daN}$$

$$V_{plz;Rd} = \frac{A_{vz} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$$

avec:  $A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$   
 $= 53,8 - 2 \times 15 \times 1,07 + (0,71 + 2 \times 1,8) \times 1,07 = 17,088 \text{ cm}^2$

$$V_{plz;Rd} = \frac{17,088 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 21706,85 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{z;Sd}}{V_{plz;Rd}} = \frac{3805,75}{21706,85} = 0,175 < 0,5 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc : L'incidence de l'effort tranchant sur le moment resistant peut etre negligée.

• Incidence de l'effort normal:

$$N_{Sd} \leq \text{Min}(0,25 \cdot N_{pl;Rd}, 0,5 \cdot \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}})$$

$$N_{Sd} = 1,35 \cdot G = 1,35 \times 1500,32 = 2025,43 \text{ daN}$$

$$N_{pl;Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{53,8 \times 2350}{1,1} = 114936,36 \text{ daN}$$

$$0,25 \cdot N_{pl;Rd} = 0,25 \times 114936,36 = 28734,09 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 53,8 - 2 \times 15 \times 1,07 = 21,7 \text{ cm}^2$$

$$0,5 \cdot \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,5 \cdot \frac{21,7 \times 2350}{1,1} = 23179,54 \text{ daN}$$

$$N_{Sd} = 2025,43 < \text{Min}(28734,09 ; 23179,54) = 23179,54 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc : L'incidence de l'effort normal sur le moment resistant peut etre negligée.

➤ Classe de la section IPE300

- Classe de l'âme (Annexe B.1)

$$\frac{c}{t_w} = \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 < 72 \Rightarrow \text{Âme de classe 1}$$

- Classe de la semelle (Annexe B.1)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150/2}{10,7} = 7,01 < 10 \Rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Alors la section de classe 1

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

$$M_{y,Sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{c,Rd} = M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{628 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 13416,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{y,Sd} = \frac{Q_{z;y} \cdot l^2}{8} = \frac{734,7 \times 5,5^2}{8} = 2812,116 \text{ daN.m}$$

Donc :

La condition  $M_{y,Sd} = 2812,116 \text{ daN.m} < M_{ply,Rd} 13416,36 \text{ daN.m}$  est vérifiée

### III.3.3 Vérification de l'élément aux instabilités

Le potelet est sollicité à la flexion (due au vent) et à la compression (due à son poids propre, aux poids des bacs de bardage et de lisses), Il travaille à la flexion composé

La vérification aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

#### A. Flexion composée avec risque de flambement et déversement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1 \quad \text{Et} \quad \frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{53,8 \times 235}{1,1} = 114936,36 \text{ daN}$$

#### A.1 Flexion composée avec de risque de flambement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

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

➤ Flambement par rapport à l'axe y-y  $\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}}$

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

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 2 > 1,2$$

$$t_f = 10,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Plan y-y (courbe de flambement « a »)  $\rightarrow \alpha_y = 0,21$  (Annexe B.4)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} (\beta_A)^{0,5}$$

$$\lambda_1 = \pi \left( \frac{E}{f_y} \right)^{0,5} = 3,14 \times \left( \frac{2,1 \times 10^4}{23,50} \right)^{0,5} = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1 \times 1554}{12,5} = 124,32$$

$\beta_A = 1$  pour la section de classes 1.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{124,32}{93,9} \times 1 = 1,324$$

Alors :

$$\varphi_y = 0,5 \cdot \frac{1 + 0,21(1,324 - 0,2) + 1,324^2}{1} = 1,495$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + [\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,495 + [1,495^2 - 1,324^2]^{0,5}} = 0,46$$

➤ Flambement par rapport à l'axe z-z

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

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

$$\frac{h}{b} = \frac{300}{150} = 1,5 > 1,2$$

$$t_f = 10,7\text{mm} < 40\text{mm}$$

Plan z-z (courbe de flambement « b ») →  $\alpha_z = 0,34$  (Annexe B.4)

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} (\beta_A)^{0,5}$$

$$\lambda_1 = \pi \left( \frac{E}{f_y} \right)^{0,5} = 3,14 \times \left( \frac{2,1 \times 10^4}{23,50} \right)^{0,5} = 93,9$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{1 \times 140}{3,5} = 40$$

$\beta_A = 1$  pour la section de classes 1.

$$\bar{\lambda}_z = \frac{40}{93,9} \times 1 = 0,43$$

Alors :  $\varphi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,34(0,43 - 0,2) + 0,43^2] = 0,77$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{0,77 + [0,77^2 - 0,43^2]^{0,5}} = 0,71$$

$$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_y; \chi_z) = \text{Min}(0,46; 0,71) = 0,46$$

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

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} = 0,897 \times (2 \times 1,3 - 4) + \frac{628 - 557}{557} = 0,13$$

$\beta_{My} = 1,3$  Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie

$$k_y = 1 - \frac{0,13 \times 2025,43}{0,46 \times 58,3 \times 2350} = 0,99 < 1,5$$

Alors :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{M_{ply,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{2025,43}{0,46 \times 114936,36} + \frac{0,99 \times 2813,116}{13416,36} = 0,24 < 1 \quad \text{.....CV}$$

## A.2 Flexion composée avec de risque de déversement

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z \cdot N_{pl,Rd}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y,Sd}}{\chi_{LT} \cdot M_{ply,Rd}} \leq 1$$

Calcul l'élancement réduit vis-à-vis du déversement  $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bullet \lambda_{LT} = \frac{L_z / i_z}{c_1^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L_z / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{140 / 3,5}{1,132^{0,5} \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{140 / 3,5}{300 / 10,7} \right)^2 \right]^{0,25}} = 36,70$$

$$\bullet \bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} (\beta_w)^{0,5} = \frac{36,70}{93,9} \times 1 = 0,390$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,390 < 0,4 \quad \text{Donc : il n'y a pas risque de déversement}$$

Conclusion : le profilé IPE300 convient comme potelet pour notre structure.

### 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, W). 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 180, les lisses en profilé UPN 160, et les potelets en profilé IPE300

# **CHAPITRE IV :**

# **Etude séismique**

### IV.1 Introduction

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

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter notre structure et la vérification de la structure aux recommandations d'RPA (règlement parasismique Algérien version 99/2003).

Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'applications différentes et cela selon le type de structure à étudier, le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Ces méthodes sont suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par un accélérogramme.

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

### IV.2 Principe de la méthode

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

### IV.3 Spectre de réponse de calcul

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

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

Avec :

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

**(Annexe C.1)**

$$A = 0.10$$

$\xi$  : le pourcentage d'amortissement critique → des portique en acier avec un remplissage léger.

$$\xi = 4\%. \text{ (Annexe C.2)}$$

$\eta$  : facteur de Correction de l'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 1,08 > 0,7$$

T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub> : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site meuble S3 alors : (Annexe C.6)

$$\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,50s \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du Système de contreventement: Ossature contreventée par palée triangulée en V et en X. .

(Annexe C.3) R=4

Q : Facteur de qualité donné par la formule suivante :  $Q = 1 + \sum_1^5 Pq$  (Annexe C.4)

Critère q	Pq	
	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 élévation	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
<b>Tableau IV1 : Facteur de qualité suivant les deux sens.</b>		
	<b>Qx = 1,15</b>	<b>Qy = 1,25</b>

#### IV.4 Analyse dynamique

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

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

#### IV.5 Modélisation de la structure

La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ce travail sera suivi de certaines modifications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure d'origine On fait appel pour la modélisation de notre structure au logiciel de calcul, ce dernier est un logiciel de calcul est de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté au bâtiment, et ouvrage de génie-civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures, il offre de nombreuses possibilités d'analyses des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification de structure.

### IV.6. Analyse modale

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

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

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone sismique I (wilaya de Tlemcen).
- Groupe d'usage 2 (ouvrages d'importance moyenne).
- Site meuble (S3).
- Pourcentage d'amortissement ( $\xi = 4\%$ ).
- Coefficient de comportement ( $R = 4$ ).
- Facteur de qualité suivant z ( $Q_x = 1,15$ ).

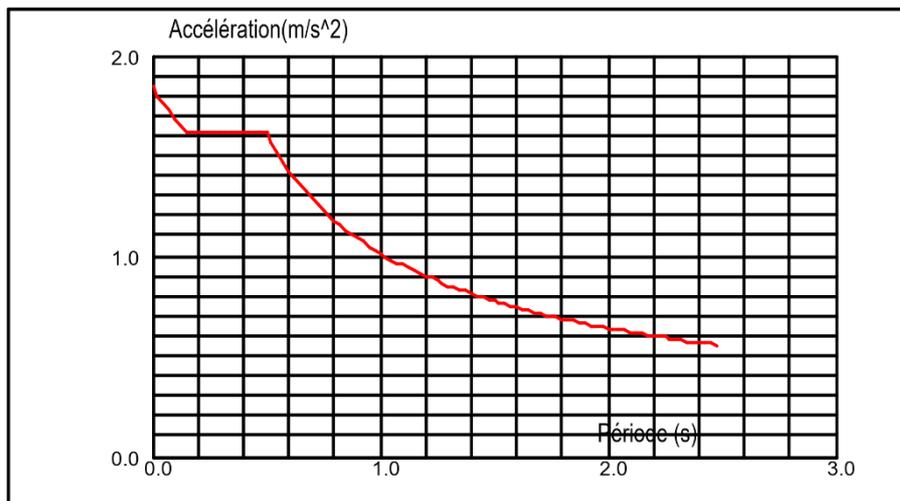


Figure IV.1: Spectre de réponse suivant X.

- Facteur de qualité suivant Y ( $Q_y = 1,25$ ).

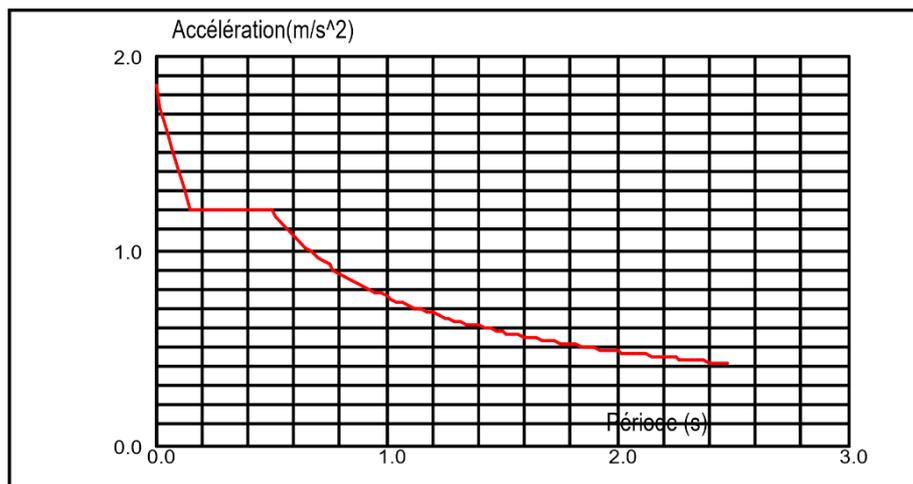


Figure IV.2: Spectre de réponse suivant Y.

## IV.7 Vérification de la structure

### IV.7.1. Vérification de la période fondamentale de la structure

$$T_F < T + 30\%T$$

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

La période fondamentale obtenue par le logiciel de calcul (robot) :  $T_F = 0,34$  s.

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

Avec :

- $C_t$  : Coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage ( $C_t = 0,085$ ), pour des portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie
- $h_n$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure ( $h_n = 17,24$  m).

D'où :

- $T = 0,085 \times 17,24^{3/4}$   
 $T = 0,29$  s
- $T + 30\%T$   
 $T + 30\%T = 0,29 + 30\%(0,29)$   
 $= 0,377$  s

Donc :  $0,34$  s <  $0,377$  s

**Conclusion** : la vérification de la période fondamentale de la structure par rapport à la période empirique donnée par le RPA99-V2003 est assurée.

### IV.7.2. Vérification de la force sismique à la base

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

$$V_t > 0,8V \quad (\text{\S 4.3.6 RPA99/V2003})$$

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

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

**A**: Coefficient d'accélération de zone **A = 0,10**.

**D**: Facteur d'amplification dynamique moyen **D = 2,5 × η = 2,7**

**Q<sub>x</sub>**: Facteur de qualité suivant Z : **Q<sub>x</sub> = 1,15**

**Q<sub>y</sub>**: Facteur de qualité suivant Y : **Q<sub>y</sub> = 1,25**

**R** : Coefficient de comportement : **R = 4**

**W**: Poids total de la structure (calculée par ROBOT) **W = 3694,69 kN**.

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

$$V_x = \frac{0,10 \times 2,7 \times 1,15}{4} \times 3694,69$$

$$V_x = 286,80 \text{ kN}$$

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

$$= \frac{0,10 \times 2,7 \times 1,25}{4} \times 3694,69$$

$$V_Y = 311,74 \text{ KN}$$

	$V_t(KN)$	$V(KN)$	$80\%V(KN)$	$V_t > 80\%V$
$V_z$	280,7	286,80	229,44	Vérifiée
$V_y$	307,2	311,74	249,39	Vérifiée

Tableau IV.2 : Résultante des forces sismiques à la base.

Conclusion : notre structure vérifie l'effort tranchant à la base.

### IV.7.3. Vérification des déplacements

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

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

- $R$ : Coefficient de comportement
- $\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces sismiques

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

structure	$\delta_{ek}(cm)$	R	$\delta_k(cm)$	$1\% h_k(cm)$	$\delta_k \leq 1\% h_k$
	1,5	4	6	17,24	Vérifiée

Tableau IV3 : Déplacements résultants suivants Z.

### IV.8.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.

La vérification de la période fondamentale de la structure par rapport à la période empirique donnée par le « RPA 99 version 2003 » est vérifiée.

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne dépasse pas les 80% de la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente. 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 V :**

# **Vérification**

# **des**

# **éléments**

# **structuraux**

## V.1. Introduction

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions possible définies réglementairement, la stabilité statique doit être assurée tant globalement, au niveau de la structure, qu'individuellement au niveau de chaque élément. Les diverses sollicitations, générées par les actions, développent des contraintes au sein même des matériaux ce qui peut provoquer la déformation des éléments qui composent la structure. Il est impératif donc de vérifier que les contraintes et les déformations sont en deçà des limites admissibles conformément à la réglementation pour garantir le degré de sécurité souhaité.

## V.2. Justification des traverses

### V.2.1. Charge répartie sur la traverse

- Poids du panneau sandwich
- Poids des pannes
- Poids propre de la traverse
- Charge d'entretien
- Charge de neige
- Charge de vent.

### V.2.2. Caractéristiques de la traverse

Après introduction des charges sur la structure, le logiciel de calcul ROBOT nous a proposé comme profilé **HEA320** pour les traverses, ses caractéristiques sont les suivantes :

Profilée	$p(kg/m)$	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_w(mm)$	$t_f(mm)$	$A(cm^2)$	$I_y(cm^4)$	$I_z(cm^4)$
HEA320	97,6	310	300	9	15,5	124,4	22930	6985

Tableau V.1 Caractéristiques du profilé HEA320

### V.2.3. Efforts sollicitant

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

- $M_{sd} = 26548,32 \text{ daN.m}$
- $V_{sd} = 18256,40 \text{ daN}$
- $N_{sd} = 2102,63 \text{ daN}$

### V.2.4. Classe de la section transversale de la traverse (Annexe D.2)

#### ➤ Classe de l'âme fléchie :

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{225}{9} = 25 < 72 \Rightarrow \text{Âme de classe 1}$$

#### ➤ Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{300/2}{15,5} = 9,67 < 10 \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

Donc la section transversale HEA320 est de classe I

#### • Incidence de l'effort axial

$$N_{sd} \leq \text{Min}\left[0, 25N_{pl,rd}; 0, 5 \frac{A_w f_y}{\gamma_{M_0}}\right]$$

$N_{sd}$  : Effort normal sollicitant

$N_{pl,rd}$  : Effort normal plastique résistant

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{124,4 \cdot 2350}{1,1} = 265763,64 \text{ daN}$$

$$0,25 N_{pl,Rd} = 66440,91 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 124,4 \times 10^2 - 2 \times 300 \times 15,5 = 3140 \text{ mm}^2$$

$$0,5 \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,5 \frac{31,40 \cdot 2350}{1,1} = 33540,91 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 2102,63 \text{ daN} \leq \text{Min}[66440,91 ; 33540,91] = 33540,91 \text{ daN} \dots\dots \text{CV}$$

**Donc :** L'incidence de l'effort axial sur le moment fléchissant est négligée.

### V.2.5. Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl,Rd}$$

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

Avec :  $V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$

et  $A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + r)t_f$   
 $= 124,4 \cdot 10^2 - 2 \times 300 \times 15,5 + (9 + 27) \times 15,5$

$$A_{vz} = 3698 \text{ mm}^2$$

alors :  $V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{36,98 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1}$

$$V_{plz,Rd} = 45612,24 \text{ daN}$$

Alors :

$$V_{sd} = 18256,40 \leq V_{pl,Rd} = 456112,24 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$V_{sd} = 18256,40 \leq 0,5 \times V_{pl,Rd} = 22806,12 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

**Donc :** les travers HEA320 en résistent au cisaillement

L'effet de l'effort tranchant sur le moment résistant peut-être négligée

### V.2.6 Vérification de la résistance à la flexion composée

#### Résistance de la traverse 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 :  $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0,4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot [\beta_w]^{0,5}$$

$\beta_w = 1$  Pour les sections de classes 1

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

Avec :

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

Puisque les traverses sont encastrées aux extrémités, les facteurs de longueur effective K et  $K_w$  sont pris égale à 0,5 et donc la formule de  $\lambda_{LT}$  est de forme

$$\lambda_{LT} = \frac{k \times L \times \left(\frac{W_{ply}}{I_w \times I_z}\right)^{0,25}}{\sqrt{C_1} \times \left[\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 + \frac{(K \times L)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w}\right]^{0,25}}$$

$L=18,53 \text{ m}$

$C_1 = 2,609$  (Annexe D.1)

$$\lambda_{LT} = \frac{0,5 \times 1853 \times \left(\frac{1628^2}{1824 \times 7436}\right)^{0,25}}{\sqrt{2,609} \times \left[\left(\frac{0,5}{0,5}\right)^2 + \frac{(0,5 \times 1853)^2 \times 8,08 \times 10^6 (127,2)}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 1824}\right]^{0,25}} = 54,85$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{54,85}{93,9}\right] = 0,58 > 0,4$$

Donc : il y a un risque de déversement.

Donc : la vérification de notre traverse en HEA320 va être faite par la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{\frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Calcul de  $\chi_z$

$$\bar{\lambda}_z = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right] = \frac{I_{fz}/i_z}{\lambda_1} = \frac{(0,5 \times 1853)/7,49}{93,9} = 1,32 \quad \text{Avec: } I_{fz} = 0,5L \text{ (encastré - encastré)}$$

Donc le flambement sera considéré dans le sens (z-z)

$$\begin{aligned} \varphi_z &= 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2\right] \\ &= 0,5 \cdot [1 + 0,49(1,32 - 0,2) + 1,32^2] \end{aligned}$$

$\varphi_z = 1,65$

Avec :  $\frac{h}{b} = \frac{320}{300} = 1,06 < 1,2$

$t_f = 15,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$

Alors :  $\alpha_z = 0,49$  (Annexe B.4)

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + [\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,65 + [1,65^2 - 1,32^2]^{0,5}} = 0,38 < 1$$

Calcul de  $K_{LT}$

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

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

$\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7 \times \Psi_z = 1,8 - 0,7 \times (-0,19) = 1,93$  (Annexe E -E.4)

$$\Psi_z = \frac{M_{\text{Min}}}{M_{\text{Max}}} = \frac{2654,83}{-13609} = -0,19$$

$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,32 \times 1,93 - 0,15 = 0,23 < 0,9$

Alors:  $K_{LT} = 1 - \frac{0,23 \times 2102,63}{0,38 \times 124,4 \times 2350} = 0,995 < 1$

Calcul de  $\chi_{LT}$

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

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

$$= 0,5 \cdot [1 + 0,21(1,58 - 0,2) + 1,58^2] = 1,89$$

Alors :  $\chi_{LT} = \frac{1}{1,89 + [1,89^2 - 0,58^2]^{0,5}} = 0,27 < 1$

Donc :  $\frac{2102,63}{0,38 \times \frac{124,4 \times 2350}{1,1}} + \frac{0,995 \times 13609}{0,27 \times \frac{1650 \times 2350}{1,1}} = 0,04 < 1$

Donc: les traverses en HEA320 vérifient la résistance à la flexion composée.

V.2.7 Vérification de la flèche (ELS)

$$\delta < \delta_{max}$$

$$\delta_{max} = \frac{L}{200} = \frac{1853}{200} = 9,27 \text{ cm}$$

Avec: L: la longueur de la traverse (L=18,53m )

Alors:  $\delta = 1,8 \text{ cm}$  ( d'après le logiciel ROBOT)  $< \delta_{max}$

Donc: les traverses en HEA320 vérifient la fleche (ELS)

Conclusion:

Le profilé HEA320 répond à les conditions de CCM99 concernant la verification de résistance et de la fleche.

V.3. Justification des poteaux

Après plusieurs essais sur logiciel de calcule ROBOT, le profilé HEA 340 a assuré la stabilité vis-à-vis des phénomènes d'instabilité

V.3.1. Efforts sollicitant

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

- $M_{sd} \begin{cases} M_{sd,Min} = 1935,9015 \text{ KN.m} \\ M_{sd,Max} = 10325,1622 \text{ KN.m} \end{cases}$
- $N_{sd} = 50,3256 \text{ KN}$
- $V_{sd} = 169,4578 \text{ KN}$

Profilée	$p(\text{kg/m})$	$h(\text{mm})$	$b(\text{mm})$	$t_w(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	$A(\text{cm}^2)$	$I_y(\text{cm}^4)$	$I_z(\text{cm}^4)$
HEA340	105	330	300	9,5	16,5	133,5	27690	7436

Tableau V.2 Caractéristiques du profilé HEA340

- **Classe de la section transversale du poteau (Annexe D.2)**

➤ Classe de l'âme fléchie :

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{243}{9,5} = 25,57 < 72 \Rightarrow \text{Âme de classe 1}$$

➤ Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{300/2}{16,5} = 9,09 < 10 \Rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

Donc la section transversale HEA340 est de classe I

V.3.2 Incidence de l'effort axial

$$N_{sd} \leq \text{Min}[0, 25N_{pl,Rd}; 0, 5 \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}]$$

$N_{sd}$  : effort normal sollicitant

$N_{pl,Rd}$  : effort normal plastique résistant

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{133,5 \cdot 2350}{1,1} = 285204,54 \text{ daN}$$

$$0,25N_{pl,Rd} = 71301,136 \text{ daN}$$

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 133,5 \times 10^2 - 2 \times 300 \times 16,5 = 3450 \text{ mm}^2$$

$$0,5 \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 0,5 \frac{34,50 \cdot 2350}{1,1} = 36852,272 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 5032,569 \text{ daN} \leq \text{Min}[71301,136 ; 36852,272] = 36852,272 \text{ daN} \dots\dots\text{CV}$$

**Donc:** L'incidence de l'effort axial sur le moment fléchissant est négligé.

V.3.3 Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl,Rd}$$

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

$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

et  $A_{vz} = A - 2bt_f + (t_w + r)t_f$

$$= 133,5 \cdot 10^2 - 2 \times 300 \times 16,5 + (9,5 + 27) \times 16,5$$

$$A_{vz} = 4052,25 \text{ mm}^2$$

Avec :

alors: 
$$V_{plz,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

$$= \frac{40,52 \times \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1}$$

$$V_{plz,Rd} = 49981,67 \text{ daN}$$

Alors :

$$V_{sd} = 16945,78 \text{ daN} < V_{plz,Rd} = 49981,67 \text{ daN} \dots\dots\dots\text{CV}$$

$$V_{sd} = 16945,78 \leq 0,5 \times V_{pl,Rd} = 24990,83 \text{ daN} \dots\dots\dots\text{CV}$$

V.3.4 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  $\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$

- $\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}\right] \cdot [\beta_w]^{0,5}$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\beta_w = 1$$

Puisque les poteaux sont articulés en pied et encastrés à la tête, les facteurs de longueur effective K et  $K_w$  sont pris égale à 0,7 et donc, la formule de  $\lambda_{LT}$  est de forme

$$\lambda_{LT} = \frac{K \times L \times \left( \frac{W_{pl,y}^2}{I_w \times I_z} \right)^{0,25}}{\sqrt{C_1} \times \left[ \left( \frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{(KL)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}}$$

$C_1 = 2,092$  (Annexe D.1)

$$\lambda_{LT} = \frac{0,7 \times 1724 \times \left( \frac{1850^2}{1824 \times 10^3 \times 7436} \right)^{0,25}}{\sqrt{3,348} \times \left[ \left( \frac{0,7}{0,7} \right)^2 + \frac{(0,7 \times 1724)^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 127,2}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 1824 \times 10^3} \right]^{0,25}} = 43,41$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{43,41}{93,9} = 0,462$$

Alors:

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,462 > 0,4$$

Donc : il y a un risque de déversement.

La formule de vérification de la section sera comme suit :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{\frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Calcul de  $\chi_z$  :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$$

$$\lambda_z = \frac{l_z = 0,7 \times 1724}{i_z = 7,46} = 161,77 \text{ (articulé- encastré)}$$

Alors :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{161,77}{93,9} = 1,72$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{330}{300} = 1,1 < 1,2 \\ t_f = 16,5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right. \quad \alpha = 0,49 \text{ (Annexe B.4)}$$

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

$$\varphi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,49(1,72 - 0,2) + 1,72^2] = 2,35$$

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

$$\chi_z = \frac{1}{2,35 + [2,35^2 - 1,72^2]^{0,5}} = 0,25 < 1$$

Calcul de  $K_z$  :

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$\begin{aligned} \mu_z &= \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \\ &= 1,72 \times (2 \times 1,67 - 4) + \frac{775,9 - 495,7}{495,7} \\ \mu_z &= 0,57 < 0,9 \end{aligned}$$

Avec:  $\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7 \times \Psi_z = 1,8 - 0,7 \times (0,19) = 1,67$

$$\Psi_z = \frac{M_{Min}}{M_{Max}} = \frac{1935,901}{10325,162} = 0,19$$

Alors :

$$K_z = 1 - \frac{0,57 \times 5032,569}{0,25 \times 133,5 \times 2350} = 0,95$$

Calcul de  $\chi_y$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1724}{14,40} = 119,79$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{119,79}{93,9} = 1,28$$

$$\begin{aligned} \varphi_y &= 0,5 \cdot [1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \\ &= 0,5 \cdot [1 + 0,49(1,28 - 0,2) + 1,28^2] = 1,58 \end{aligned}$$

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

$$= \frac{1}{1,58 + [1,58^2 - 1,28^2]^{0,5}} = 0,39$$

$$\begin{aligned} \mu_y &= \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \\ &= 1,28 \times (2 \times 1,67 - 4) + \frac{1850 - 1678}{1678} = -0,74 \end{aligned}$$

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

$$k_y = 1 - \frac{(-0,74) \times 5032,569}{0,39 \times 133,5 \times 2350} = 1,03 < 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{\frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{\frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{5032,569}{0,25 \times \frac{133,5 \times 2350}{1,1}} + \frac{1,03 \times 193590,15}{\frac{1850 \times 2350}{1,1}} + \frac{0,95 \times 1032516,22}{\frac{775,9 \times 2350}{1,1}} = 0,71 < 1$$

Donc : les poteaux en HEA340 vérifient la résistance à la flexion composée.

V.3.5 Vérification de la fleche (ELS)

$$\delta < \delta_{max}$$

$$\delta_{max} = \frac{L}{200} = \frac{1724}{200} = 8,62\text{cm}$$

Avec: L: la longueur du Poteau (L=17,24m)

Alors:  $\delta = 1,9\text{ cm}$  (d'après le logiciel ROBOT)  $< \delta_{max}$

Donc: les poteaux en HEA340 vérifient la fleche (ELS)

**Conclusion** : le profilé HEA 340 répond à toutes les conditions des règles de CCM97 concernant la vérification de résistance et de la flèche.

V.4. Vérification des contreventements

V.4.1 Introduction

Un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci par exemple : (vent, séisme, choc, etc.).

Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, colonnes) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

V.4.2 Stabilités en X

Pour les stabilités nous avons opté des profilés en X (2UPN 140).

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	Tf Mm	tw mm	d mm	Iy cm <sup>4</sup>	Iz cm <sup>4</sup>	Wpl,y cm <sup>3</sup>	Wpl,z cm <sup>3</sup>
UPN140	16	20,4	140	60	10	7	98	605	62,7	103	28,3

Tableau V.3 Caractéristiques du profilé UPN140.

V.4.2 .1 vérification à la traction

$$N_{sd,t} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd})$$

$$A_{net} = A - (n \times d \times t)$$

$$A_{net} = 20,4 \times 10^2 - (2 \times 18 \times 10)$$

$$A_{net} = 1680\text{mm}^2$$

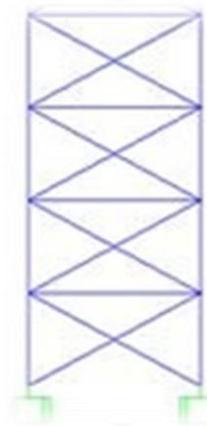
- $N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2 \times 20,4 \times 2350}{1,1} = 87163,64\text{daN}$
- $N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 16,8 \times 2 \times 3600}{1,25} = 87091,2\text{daN}$

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{16,8 \times 2 \times 2350}{1,1} = 71781,82\text{daN}$$

$$N_{sd,t} \leq N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}; N_{net,Rd}) = N_{net,Rd} = 717,81\text{daN}$$

$$N_{sd,t} = 300,30\text{ KN} \leq N_{net,Rd} = 717,81\text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

**Conclusion** : Les contreventements 2UPN140 vérifient la traction.



### V.4.2.2 Vérification au flambement

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

Avec :

$N_{sd}$  : effort sollicitant.

$N_{b,Rd}$  : 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

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

#### ▣ Flambement par rapport à l'axe (y-y)

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

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

$\bar{\lambda}_y$  : élancement réduit suivant l'axe y-y

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1 \text{ (Section de classe 1)}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \times 1 = 93,9 \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{f_y}{235}} \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{410}{5,45} = 75,23 \quad \text{Avec : } l_y : l = 4,10 \text{ m.}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left[ \frac{75,23}{93,9} \right] = 0,8 > 0,2$$

$$\text{Courbe de flambement : } \frac{h}{b} = \frac{140}{60} = 2,3 > 1,2 \quad c \rightarrow \alpha = 0,34 \text{ (Annexe B.4)}$$

$$t_f = 10 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,8 - 0,2) + 0,8^2] = 0,92$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,92 + \sqrt{0,92^2 - 0,8^2}} = 0,72 < 1$$

#### ▣ Flambement par rapport à l'axe (z-z)

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

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

$\bar{\lambda}_z$  : élancement réduit suivant l'axe z-z :

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right] \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{Avec : } \beta_w = 1 \text{ (Section de classe 1)}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \times 1 = 93,9 \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{f_y}{235}} \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{82}{1,75} = 46,86 \quad \text{Avec } l_z : l = 82 \text{ cm.}$$

$$\bar{\lambda}_z = \left[ \frac{46,86}{93,9} \right] = 0,49 > 0,2$$

Courbe de flambement : c → α = 0,49 (Annexe B.4)

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,49 - 0,2) + 0,49^2] = 0,69$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,69 + \sqrt{0,69^2 - 0,49^2}} = 0,85 < 1$$

$$\Rightarrow X_{min} = \text{Min}(0,67; 0,85) = 0,67$$

$$N_{c,Rd} = \frac{0,67 \times 1 \times 2 \times 20,4 \times 2350}{1,1} = 58399,64 \text{ daN}$$

$$N_{sdc} = 183,81 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 583,99 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc : Les contreventements 2UPN140 vérifient la compression.

**V.5 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			
	P Kg/m	A cm <sup>2</sup>	h mm	b mm	Tf Mm	Tw mm	d mm	Iy cm <sup>4</sup>	Iz cm <sup>4</sup>	Wpl,y cm <sup>3</sup>	Wpl,z cm <sup>3</sup>
<b>HEA140</b>	24,7	31,4	133	140	8,5	5,5	92	1033	389,3	173,5	84,85

Tableau V.4 Caractéristiques du profilé HEA140.

D’après le Logiciel ROBOT, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est : 1,35. G + 1,5W :

$$M_{sd,max} = 962 \text{ daN.m}$$

- **Détermination de la classe de la section transversale du profilé HEA 140**
  - Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \quad \text{Avec: } \varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = 1 \text{ (Annexe D.1)}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{92}{5,5} = 16,727 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe 1.}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon \quad \text{Avec: } \varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = 1 \text{ (Annexe D.1)}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = (140 / 2) / 8,5 = 8,235 < 10 \times 1 = 10 \rightarrow \text{La semelle est de classe 1.}$$

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

**V.5.1 Vérification de la résistance à la flexion simple**

On doit vérifier que :

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

$$\text{Avec: } M_{c,Rd} = W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{c,Rd} = 173,5 \times 2350 / 1,1 = 370659,0909 \text{ daN.cm} = 3706,591 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 962 \text{ daN.m} < M_{c,Rd} = 3706,591 \text{ daN.m}$$

Donc : les sablières en HEA 140 vérifient la résistance à la flexion simple.

### V.5.2 Vérification de la flèche (ELS)

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

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel ROBOT :  $\delta = 1,5 \text{ cm}$

$$\delta_{\max} = L / 200 = 600 / 200 = 3 \text{ cm}$$

Avec : L : la longueur de la sablière (L = 6 m).

Alors :  $\delta = 1,5 \text{ cm} \leq \delta_{\max} = 3 \text{ cm}$  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.

#### 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	Profilé
Traverses	HEA320
Poteaux	HEA340
Stabilités en X	2UPN140
Sablières	HEA140

Tableau V : Eléments de la structure.

# **CHAPITRE VI :**

**Calcul**

**des**

**assemblages**

## VI.1. Introduction

La conception et le calcul des assemblages ont une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces constituant la structure. En effet, les assemblages constituent un dispositif qui permet de réunir et de solidariser les pièces entres-elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnant dans les différents composants structurels, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause les principaux. Fonctionnement modes d'assemblages des assemblages sont:

### a) Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il offre sur site. Dans notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb} (N / mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub} (N / mm^2)$	400	400	500	500	600	800	800	1000

Tableau VI.1: Caractéristique mécanique des boulons selon leur classe d'acier.

### b) Le soudage

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

### c) Fonctionnement par adhérence

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact.

Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

### d) Coefficients partiels de sécurité (chap.6.1.2 –eurocode3)

- Résistance des boulons au cisaillement :  $\gamma_{MB} = 1,25$

- Résistance des boulons à traction :  $\gamma_{MB} = 1,50$

## e) Coefficient de frottement

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment .Le coefficient de frottement  $\mu$  doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

Surface de classe A	$\mu = 0.5$	Pour surfaces grenillées ou sablées
Surface de classe B	$\mu = 0.4$	Pour surfaces grenillées, sablées et peintes.
Surface de classe C	$\mu = 0.3$	Pour surfaces brossées
Surface de classe D	$\mu = 0.2$	Pour surfaces non traitées

Tableau 1 VI.2 : Valeur du coefficient de frottement  $\mu$  selon la surface.

- Rôle des assemblages

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

-Soit bout à bout (éclissage, rabotages).

-Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

Les assemblages articulés : qui transmettront uniquement les efforts normaux et tranchants.

Les assemblages rigides : qui transmettront en outre les divers moments.

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d <sub>0</sub> (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm <sup>2</sup> )	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561
$\varphi$ rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44	50	52
$\varphi$ clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58	58	58
Tôle usuelle (mm)	2	3	4	5	6	7	8	10,14	>14	-	-
Cornière usuelle (mm)	30	35	40	50	60	70	80	120	>120	-	-

Tableau VI.3: Principales caractéristiques géométrique.

**d** : diamètre de la partie non filetée de la vis.

**d<sub>0</sub>** : diamètre nominal du trou.

**A** : section nominale du boulon.

**A<sub>s</sub>** : section résistante de la partie filetée.

## VI.2. Assemblage Poteau-Traverse

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes perçages qui sont effectués sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés. Le jarret qui figure sous la traverse permet d'obtenir un bras de levier assez important, pour pouvoir développer une meilleure résistance, vis-à-vis du moment de flexion, qui est très fréquemment la sollicitation prédominante.

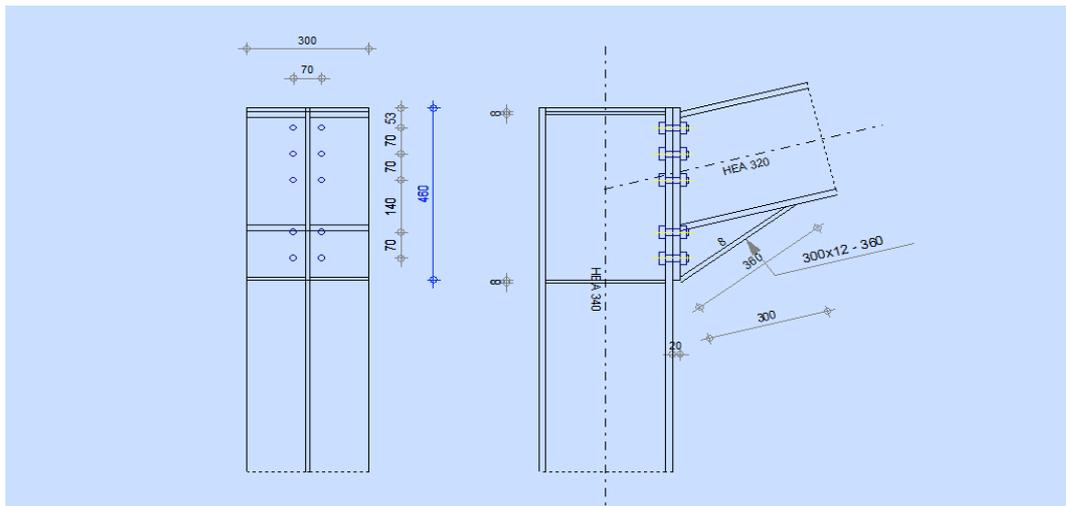


Figure VI.1 Détail d'assemblage poteau - traverse (HEA340-HEA320)

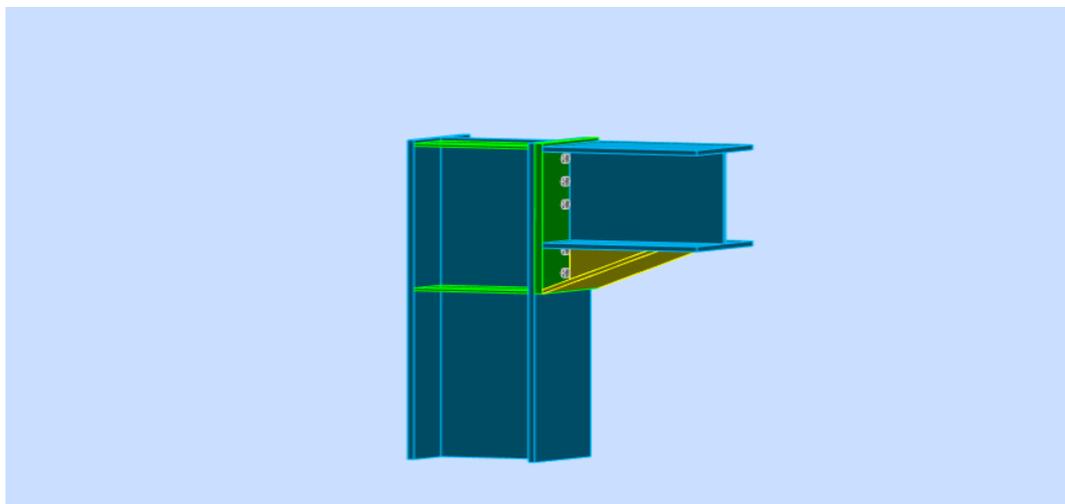


Figure VI.2 : 3D d'assemblage poteau - traverse (HEA340-HEA320)

### A. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant sur l'assemblage sont donnée par le logiciel Robot:

$$M_{max} = 26548,32 \text{ daN.m}$$

$$V_{max} = 18256,40 \text{ daN}$$

$$N_{max} = 2102,63 \text{ daN}$$

### VI.2.1 Soudure de la platine

- Cordon de soudure

Epaisseur de la platine :  $e_p = 20\text{mm}$

#### Gorge assemblant semelle – platine (**af**)

Epaisseur la plus mince entre la semelle et a platine

$$t_{min} = \min(t_f; e_p) = \min(15,5; 20) = 15,5\text{mm}$$

$3,5 \leq a_f \leq 10,5\text{mm}$  On adopte pour

$$a_f = 8\text{mm}$$

#### Gorge assemblant l'âme – platine (**aw**)

Epaisseur la plus mince entre l'âme et la platine

$$t_{min} = \min(t_w; e) = \min(9; 20) = 9\text{mm}$$

$$2,8\text{mm} \leq a_w \leq 6\text{mm}$$

On adopte pour  $a_w = 5\text{mm}$

### VI.2.2 Vérification de la soudure de la semelle a la traction

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec :  $\beta_w = 0,8$  ;  $\gamma_{mw} = 1,25$  (**Annexe E.2**)

La longueur totale des cordons de soudure des semelles :

$$\sum l = 3b + 2(b - t_w - 2r) = 3 \times 300 + 2(300 - 9 - 2 \times 27) = 1374\text{mm}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{8 \times 1374 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 2798,11 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{265,48}{0,460} = 577,13 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 577,13\text{kN} < F_{w,Rd} = 2798,11\text{kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### VI.2.3 Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec :  $\beta_w = 0,8$  ;  $\gamma_{mw} = 1,25$

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme :

$$\sum l = 2 \times (2 \times h - 4t_f - 4r) = 2 \times (2 \times 300 - 4 \times 15,5 - 4 \times 27) = 860 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{8 \times 860 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 1429,98 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 182,56 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 1429,98 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

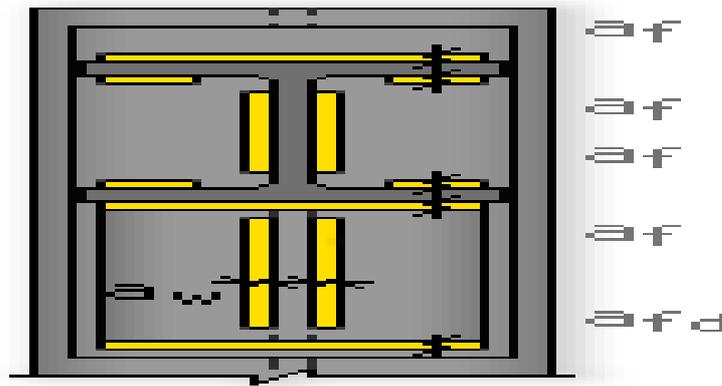


Figure VI.3 : La longueur totale des cordons de soudure de la semelle et l'âme.

VI.2.4 Détermination des efforts dans les boulons

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

Calcul de la hauteur de la partie comprimée

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 15,5 \sqrt{\frac{300}{9}} = 89,49 \text{ mm}$$

**Disposition constructive**

L'assemblage est réalisé par 10 boulons HR de classe 10.9 (**Annexe E.2**)

de diamètre  $\varnothing 20$  mm ainsi que les dimensions de la platine d'about sont 460mm x300mm ; épaisseur platine = 20mm

L'épaisseur la plus mince pour la détermination des pinces est :

$$t = \min(t_f; t_{platine}) = (15,5; 20) = 15,5 \text{ mm}$$

Avec :  $t_f$  : l'épaisseur de la semelle

$t_{platine}$  : l'épaisseur de la platine

**Distance entre axes des boulons (Annexe E.1)**

$$1.2d_0 = 1,2 \times 22 = 26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 12 \times 15,5 = 186 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 53 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 = 33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 186 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 115 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 = 48,4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14t = 217 \text{ mm} \Rightarrow p_1 = 70 \text{ mm}$$

$$3d_0 = 66 \text{ mm} \leq p_2 \leq 14t = 217 \text{ mm} \Rightarrow p_2 = 70 \text{ mm}$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

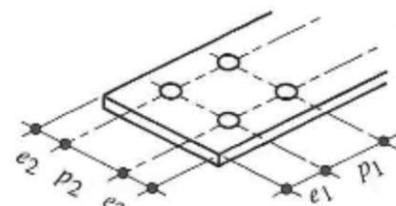


Figure VI.4: Désignation des entraxes et des pinces.

Calcul de la hauteur de la partie comprimée

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 15,5 \sqrt{\frac{300}{9}} = 89,49$$

L'axe neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée de boulons, ce qu'il fait que Les deux boulons de la dernière rangée sont comprimés et les boulons des quatre rangées restantes sont tendus.

$$d_1 = 407 \text{ mm}$$

$$d_2 = 337 \text{ mm}$$

$$d_3 = 267 \text{ mm}$$

$$d_4 = 127 \text{ mm}$$

$$d_5 = 57 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 0,37 \text{ m}^2$$

L'effort de traction dans les deux boulons supérieur :

$$N_1 = \frac{265,48 \times 0,407}{0,37} = 292,03 \text{ kN}$$

### VI.2.5 Détermination de diamètre requise des boulons

L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons :

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$N_1 = n \times F_p \quad \rightarrow \quad A_s \geq \frac{N_{sd}}{0,7 \times f_{ub} \times n} = \frac{121,60}{0,7 \times 1000 \times 2} = 86,857 \text{ mm}^2$$

Donc on adopte des boulons **M20 de classe 10.9**  $A_s = 245 \text{ mm}^2$

### VI.2.6 Vérification à la résistance de l'assemblage

Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$F_{p,cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 245 = 171500 \text{ N} = 171,5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_{p,cd} \times \sum d_i^2}{d_i} = \frac{2 \times 171,5 \times 0,37}{0,407} = 311,82 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 311,82 \text{ kN} > 265,48 \quad \text{Condition vérifiée}$$

### VI.2.7 Vérification des boulons à l'interaction cisaillement-traction

La résistance au glissement par boulons doit satisfaire la condition suivante

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{K_s \times m \times \mu}{\gamma_{m2}} \times (F_{p,cd} - 0,8 \times \frac{N_{sd}}{2})$$

Avec :

$K_s = 1.0$  : Trous normaux (**Annexe E.5**)

$m = 1.0$  : Plans de glissement

$\mu = 0.3$  : Classe de surface C (**Annexe E.6**)

$$F_{v,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3}{1,25} (171,5 - 0,8 \times (121,60/2)) = 29,49 \text{ kN}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{182,56}{10} = 18,25 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 29,49 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### VI.2.8 Vérification au poinçonnement de la semelle du poteau

$$F_{t,Sd} \leq B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

$t_p = t_f = 15,5 \text{ mm}$  Épaisseur de la pièce poinçonnée

$d_m = 32,4 \text{ mm}$

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 32,4 \times 15,5 \times 360}{1,25} = 272,49 \text{ kN}$$

$$F_{t,Sd} = \frac{N_1}{2} = \frac{121,60}{2} = 60,8 \text{ kN} < 272,49 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### VI.2.9 Vérification à la pression diamétrale

$$F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec :  $K_s = 2,5$

$$\alpha_b = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \left( \frac{p_1}{3d_0} - 0,25 \right); \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 1$$

$$K_s = \min \left[ \left( 2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \right); \left( 1,4 \times \frac{p_2}{d_0} \right); 2,5 \right] = 2,5$$

$t = 36,5 \text{ mm}$  Épaisseur platine + semelle poteau

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 20 \times 36,5 \times 360}{1,25} = 525,6 \text{ kN} > F_{v,Sd} = \frac{182,56}{10} = 18,25 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

### VI.2.10 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$$F_v \leq F_{t,Rd} = t_{wc} \times b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$F_{t,Rd}$  : Résistance de lame du poteau a la traction

$t_{wc}$  : Épaisseur de lame du poteau

$b_{eff}$  : Entraxe des boulons. ( $P_1=70 \text{ mm}$ )

$$F_{t,Rd} = 9,5 \times 70 \frac{235}{1,1} = 142,07 \text{ kN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - e_1} = \frac{265,48}{0,460 - 0,053} = 652,29 \text{ kN} > F_{t,Rd} = 142,07 \text{ kN}$$

Condition non vérifiée

Donc on prévoit un raidisseur d'épaisseur 8 mm

### VI.2.11 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd} = \frac{K_c \times b_{eff} \times \rho \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{1 + 1,3(b_{eff}/h)^2}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

Avec :

$t_{fb}$  : Épaisseur semelle poutre

$t_{fc}$  : Épaisseur semelle poteau

$t_p$  : Épaisseur platine

$r_c$  : Rayon de raccordement âme-semelle du poteau

$a_p$  : Épaisseur de la gorge de la soudure

$$b_{eff} = 15,5 + 2 \times 6 \times \sqrt{2} + 5(16 + 27) + 2 \times 20 = 287,47 \text{ mm}$$

Élancement réduit de la partie efficace de l'âme:

$$\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} = 0,932 \sqrt{\frac{28,7 \times 24,3 \times 23,5}{2,1 \times 10^4 \times 0,95^2}} = 0,87 > 0,72$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,2}{\bar{\lambda}_p^2} = 0,89$$

$K_c$  : Interaction avec la contrainte de compression dans l'âme du poteau. Par simplification

$$K_c = 1,0$$

$$F_{c,Rd} = \frac{1 \times 28,7 \times 0,89 \times 0,95 \times 23,5}{1,1 \sqrt{1 + 1,3 \left(\frac{28,7}{33}\right)^2}} = 368,11 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd} \times \sum d_i}{\sum d_i^2} = \frac{265,48 \times 1,195}{0,37} = 857,43 \text{ kN}$$

$$N_{sd} > F_{c,Rd} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible. Il faut donc prévoir Un raidisseur d'épaisseur 8 mm.

VI.2.12 Vérification à la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

$$F_v \leq V_{Rd} = 0,58 \times f_y \times h \frac{t_w}{\gamma_{m0}} = 0,58 \times 2350 \times \frac{44,97}{1,1} = 55721,92 daN = 557,22 kN$$

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

$$A_v = 133,5 \times 10^2 - 2 \times 300 \times 16,5 + (9,5 + 2 \times 27) = 4497,75 mm^2$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h-t_f} = \frac{265,48}{2(0,33-0,0165)} = 423,41 kN < V_{Rd} = 577,22 kN \text{ Condition vérifiée}$$

VI.3 Assemblage des diagonales de palée de stabilité (2UPN140)

Les boulons sont sollicités en cisaillement seulement. Les diagonales les plus sollicitées sont celles qui reprennent un effort de traction maximum.

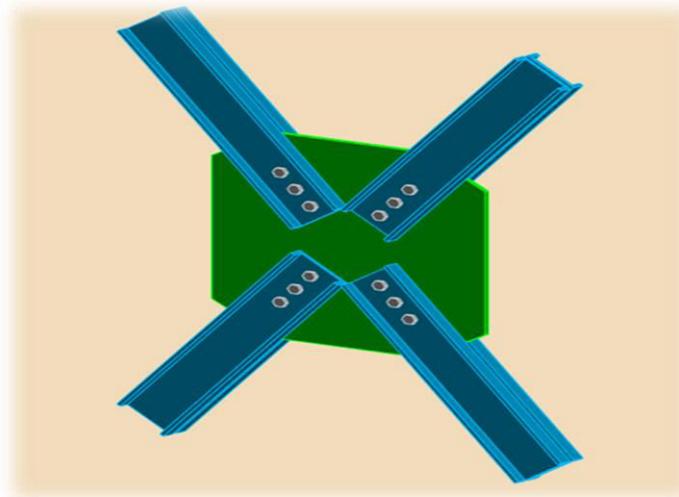


Figure V.5: 3D d'assemblage des diagonales doubles cornières avec gousset

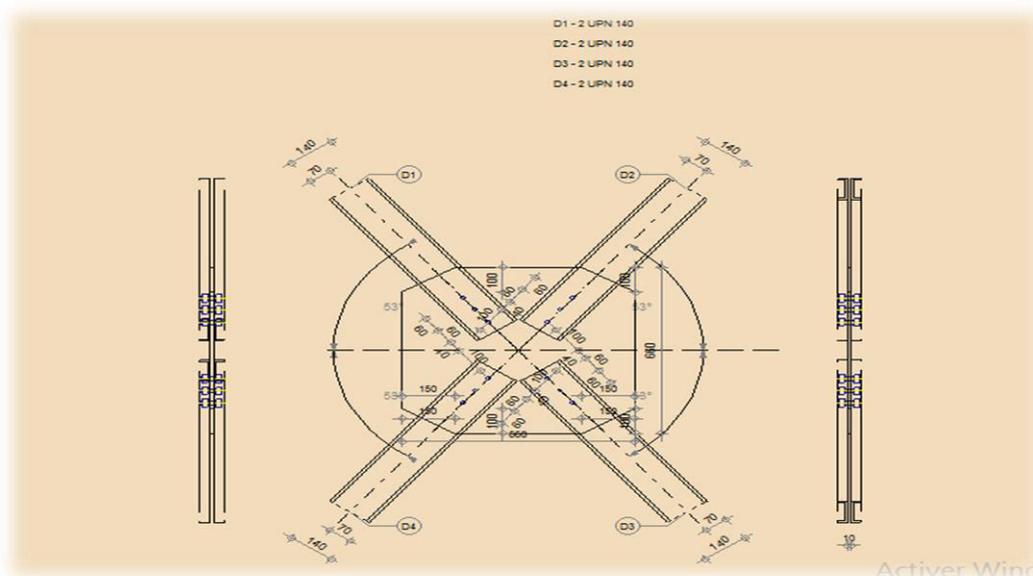


Figure V.6: Détail d'assemblage des diagonales doubles cornières avec gousset

### A. Effort sollicitant

L'effort sollicitant sur l'assemblage est donnée par le logiciel Robot:

$$N_{sd} = 300,30 \text{ kN}$$

#### VI.3.1 Détermination de diamètre requise des boulons

L'effort de cisaillement repris par un boulon est:

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{3} = \frac{300,30}{3} = 100,1 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times A_s \times f_{ub} \times m}{\gamma_{m2}}$$

$m = 2$  : Nombre des plans de cisaillement

$$A_s \geq \frac{F_{v,sd} \times \gamma_{m2}}{0,6 \times f_{ub} \times m} = \frac{100,1 \times 1,25}{0,6 \times 800 \times 2} = 130,34 \text{ mm}^2$$

$m = 2$ : Nombre des plans de cisaillement

Donc on adopte des boulons **M16 HR**  $A_s = 157 \text{ mm}^2$

- **Disposition constructive**

L'assemblage est réalisé par 3 boulons de classe 8.8 de diamètre  $\phi 16 \text{ mm}$

- **Les dimensions des goussets**

Gousset central : 660 mm x 660 mm ; t = 10 mm

Gousset de rive : 450 mm x 450 mm ; t = 10 mm

- **Distance entre axe des boulons (Annexe E.1)**

$$d_0 = d + 1 = 17$$

$$1.2d_0 = 20,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 120 \text{ mm} \quad \Rightarrow e_1 = 40 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 = 25,5 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 120 \text{ mm} \quad \Rightarrow e_2 = 80 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 = 37,4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14t = 140 \text{ mm} \quad \Rightarrow p_1 = 60 \text{ mm}$$

#### VI.3.2 Vérification au cisaillement des boulons

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \times \beta_{LF} \times A_s \times f_{ub} \times m}{\gamma_{m2}}$$

Avec :

$\beta_{LF} = 1.0$  : Assemblages courants

$\alpha_v = 0.6$

$m = 2$ : Nombre des plans de cisaillement

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 1 \times 157 \times 800 \times 2}{1,25} = 120,57 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{300,30}{3} = 100,1 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 120,57 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.3.3 Vérification à la pression diamétrale

$$F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

Avec :

$$K_s = 2,5$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \left(\frac{p_1}{3d_0} - 0,25\right); \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,78; 0,92; 2,22; 1) = 0,78$$

t = 20 mm: Somme des épaisseurs

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,78 \times 16 \times 20 \times 360}{1,25} = 179,7 \text{ kN} > \frac{N_{sd}}{3} = 100,1 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.4 Assemblage poteau-sablière (HEA340-HEA140)

A. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant sur l'assemblage sont donnée par le logiciel Robot:

$$V_{sd} = 456 \text{ daN}$$

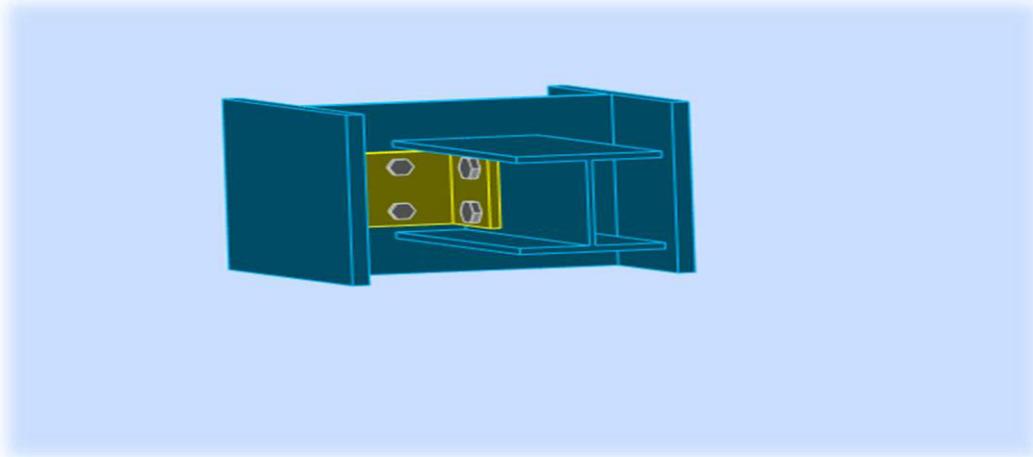


Figure VI.7 3D d'assemblage poteau-sablière.

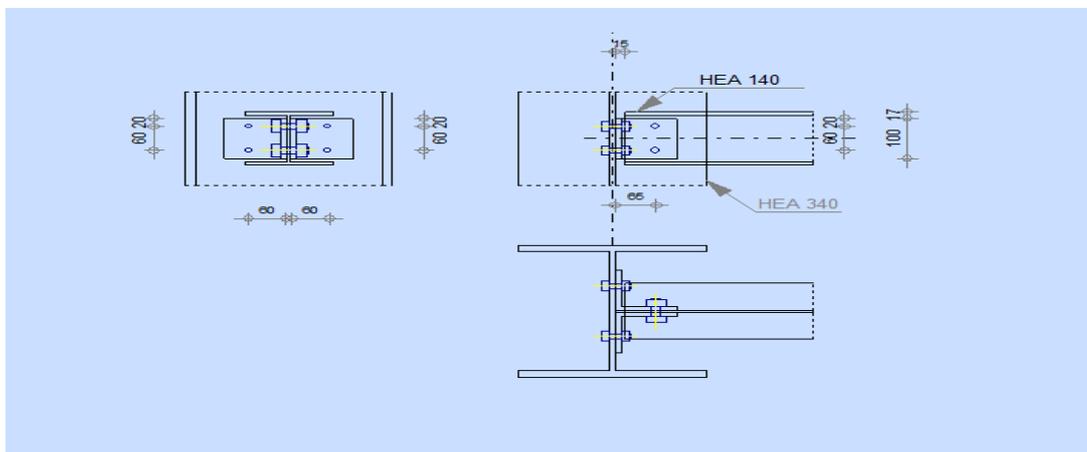


Figure VI.8 : Détail d'assemblage poteau-sablière (HEA340-HEA140).

- **Disposition Constructive (Annexe E.1)**

L'assemblage est réalisé avec des boulons M12 de Classe 4.6 dans les deux cotes de la cornière.

On choisit une double Cornière de  $L100 \times 100 \times 10$

$$t = \min(t_w; t_c) = \min(5,5; 10) = 5,5 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 = 28,6 < P_1 < 14t = 77 \quad \Rightarrow P_1 = 60 \text{ mm}$$

$$1,2d_0 = 15,6 < e_1 < 12t = 66 \quad \Rightarrow e_2 = 20 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 = 19,5 < e_2 < 12t = 66 \quad \Rightarrow e_1 = 60 \text{ mm}$$

#### VI.4.1 Vérification au cisaillement des boulons

$$F_{R,sd} < F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \times 84,3 \times 400}{1,25} = 1618,56 \text{ daN} = 16,1856 \text{ kN}$$

- **Cisaillement par effort tranchant**

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{456}{4} = 114 \text{ daN}$$

- **Cisaillement par moment**

$$F_{h,sd} = \frac{V_{sd}/2 \times e}{p} = \frac{456/2 \times 60}{60} = 228 \text{ daN}$$

- **Cisaillement total**

$$F_{R,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,sd}^2} = \sqrt{114^2 + 228^2} = 254,9 \text{ daN}$$

$$F_{R,sd} = 254,9 \text{ daN} = 2,549 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 16,185 \text{ kN}$$

Alors: l'assemblage poteau-sablère résiste au cisaillement.

#### VI.4.2 Vérification à la pression diamétrale

$$V'_{sd} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{K_s \times \alpha_b \times d \times t \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \left(\frac{p_1}{3d_0} - 0,25\right); \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0,512; 1,288; 1,11; 1) = 0,512$$

$$k_s = \min\left(\left(2,8 \times \frac{e_2}{d_0} - 1,7\right); \left(1,4 \times \frac{p_2}{d_0}\right); 2,5\right) = \min(11,2; 2,5) = 2,5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,512 \times 12 \times 5,5 \times 360}{1,25} = 2433,024 \text{ daN} = 24,330 \text{ kN}$$

$$V'_{sd} = \frac{F_{R,sd}}{n_b} = \frac{254,9}{8} = 31,863 \text{ daN} = 0,318 \text{ kN}$$

$$V'_{sd} = 0,318 \text{ kN} < F_{b,Rd} = 24,330 \text{ kN}$$

Alors: l'assemblage poteau-sablère résiste à la pression diamétrale.

## Conclusion

Ce chapitre consiste à étudier l'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 sont assuré par 10 boulons HR de classe 10.9 de diamètre 20mm. Pour les assemblages des éléments secondaires comme poteau-sablière est réalisé avec une file verticale de 2 boulons de diamètre 12mm de classe 4.6 dans les deux côtes de la cornière, et la stabilité est assuré par une file de 3 boulons de classe 8.8 de diameter 16mm dans chaque côté de la barre.

# **CHAPITRE VII:**

**Etude**

**De**

**L'infrastructure**

## VII.1 Introduction

Tout structure à besoin d'une bonne base pour ne pas s'effondrer.

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

On peut retrouver trois principaux types de fondation qui sont :

- Fondation superficielle.
- Fondation demi- profonde.
- Fondation profonde.

### ➤ Documents utilisés

Les documents utilisés pour le calcul et le dimensionnement de cette structure sont :

- Calcul des ouvrages en béton armé (Règles C.B.A.93 R.P.A2003).
- Cours de béton armé BEAL91.

### ➤ Le rapport géotechnique

D'après le rapport géotechnique :

- $\sigma_{sol} = 1,80$  bars

## VII.2 Pieds de poteaux

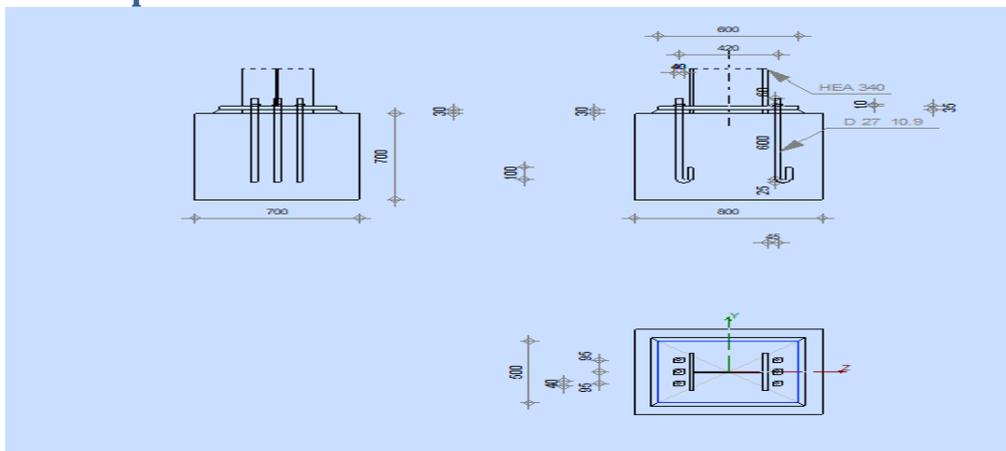


Figure VII.1 : Détail d'assemblage pied-poteau

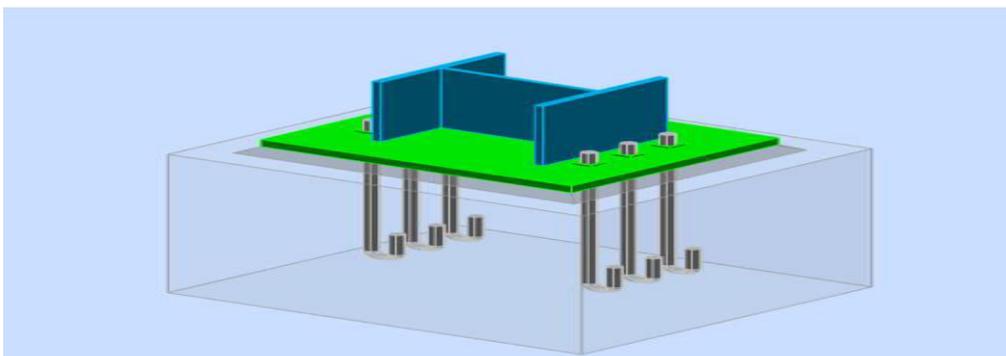


Figure VII.2 : 3D d'assemblage pied de poteau

### VII.2.1 Efforts et sollicitations

Le dimensionnement de la plaque d'assise d'un HEA 340 se fait sous l'action des charges suivantes :

$$N_{sd} = -31,146 \text{ kN} ; M_{sd} = 98 \text{ kN.m} ; V_{sd} = 20,873$$

### VII.2.2 Resistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement

- **Resistance du béton à la compression**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

Fondation en béton de classe C25/30, On prend:

$$\gamma_c = 1.5; \alpha_{cc} = 1 \quad \Rightarrow f_{cd} = 1 \times 25 / 1.5 = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd}$$

$\beta_j = 2/3$  : La valeur du coefficient du matériau de scellement

$\alpha = 1,5$  : Les dimensions de la fondation étant inconnues

$$f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

#### VII.2.2.1 Estimation de l'aire de la plaque d'assise

$$A_{co} = \max \left[ \frac{1}{h \cdot b} \left( \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 ; \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right] = \max \left[ \frac{1}{330 \cdot 300} \left( \frac{31,146}{16,7} \right)^2 ; \frac{31,146}{16,7} \right]$$

$$A_{co} = \max[0,0351; 1,8657] = 1,865 \text{ m}^2 = 1865,0 \text{ mm}^2$$

#### VII.2.2.2 Choix du type de la plaque d'assise

$$A_{co} = 1865 < 0,95 h \cdot b = 0,95 \times 330 \times 300 = 94050 \text{ mm}^2$$

Une plaque à projection courte est satisfaisante

#### VII.2.2.3 Dimensions de la platine

$$b_p \geq b + 2t_f = 300 + 2 \times 16,5 = 333 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h + 2t_f = 330 + 2 \times 16,5 = 363 \text{ mm}$$

On prend :  $b_p = 500 \text{ mm}$  ;  $h_p = 600 \text{ mm}$

Ce qui donne :  $A_{co} = 500 \times 600 = 300000 > 1865 \text{ mm}^2$

#### VII.2.2.4 Détermination de la largeur d'appui additionnelle C

En posant :  $t = 20 \text{ mm}$  comme épaisseur de la platine.

Il n'y a pas de recouvrement des ails en compression pour les tronçons des deux semelles.

$$C = 35 \left( \frac{f_{yp}}{3f_{jd}\gamma_{m0}} \right)^{0,5} = 35 \left( \frac{235}{3 \times 16,7 \times 1,1} \right)^{0,5} = 72,27 \text{ mm}$$

$$C = 72,27 \text{ mm} < \frac{h - 2t_f}{2} = 148,5 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des ails en compression pour les tronçons des deux semelles.

#### -Disposition des boulons d'ancrage

##### Entraxes ( $p_1$ ; $p_2$ )

2,2.  $d_0 \leq p_1 \leq 14.t \rightarrow 2,2 \times 30 = 66 \text{ mm} \leq p_1 \leq 14 \times 35 = 490 \text{ mm}$  Alors on prend  $p_1 = 420 \text{ mm}$ .

2,4.  $d_0 \leq p_2 \leq 14.t \rightarrow 2,4 \times 30 = 72 \text{ mm} \leq p_2 \leq 14 \times 35 = 490 \text{ mm}$  Alors on prend  $p_2 = 95 \text{ mm}$

##### Pinces ( $e_1$ ; $e_2$ )

1,2.  $e_1 \leq 8.t \rightarrow 1,2 \times 30 = 36 \text{ mm} \leq e_1 \leq 8 \times 35 = 280 \text{ mm}$  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 :  $\varphi = 27\text{mm}$

VII.2.3 Vérification de la résistance en compression d'un tronçon en T de la semelle

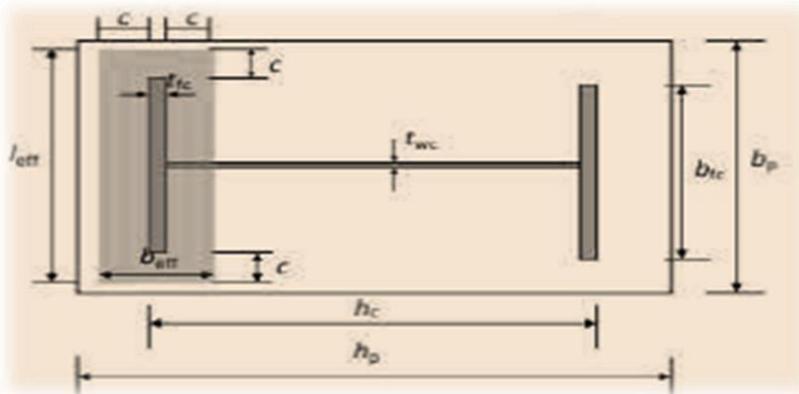


Figure VII.3: Illustration de la partie comprimée du pied de poteau.

$$F_{c,Rd} = f_{jd} \times b_{eff} \times l_{eff}$$

$$l_{eff} = \min(b_p; b_{fc} + 2c) = \min(500; 300 + 2(72,27)) = 444,54\text{mm}$$

$$b_{eff} = \min\left(c; \frac{h}{2} - t_{fc}\right) + t_{fc} + \min\left(c; \frac{h_p - h_c}{2}\right)$$

$$b_{eff} = \min\left(72,27; \frac{330}{2} - 16,5\right) + 16,5 + \min\left(72,27; \frac{600 - 330}{2}\right) = 161,04\text{ mm}$$

$$F_{c,Rd} = 16,7 \times 161,04 \times 444,54 = 1195,531\text{ kN}$$

$$N_{sd} = 31,146\text{kN} < F_{c,Rd} = 1195,531\text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.2.4. Vérification de la résistance de tiges d'ancrage

$$F_{t,Rd,anchor} = \min[f_{t,bond,Rd}; f_{t,Rd}]$$

Résistance du boulon d'ancrage à la traction :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0,9 \times 459 \times 1000}{1,25} = 330,48\text{kN}$$

➤ **Calcul de la contrainte d'adhérence**

On a :  $d=27\text{mm} \leq 32\text{ mm}$

$$F_{bd} = \frac{0,36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36 \times 5}{1,25} = 1,2\text{ MPa}$$

Résistance de calcul par adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times d \times l_b \times f_{bd}}{\alpha}$$

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  $f_{ck} = 25\text{ MPa}$

$\alpha$ : Facteur tenant en compte la forme de la tige : crochet  $\rightarrow \alpha = 0,7$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times 27 \times 600 \times 1,2}{0,7} = 87,202\text{ kN}$$

$$F_{t,Rd,anchor} = \min[87,202kN; 330,48 kN] = 87,202kN$$

VII.2.5 Résistance de la partie tendue de l'assemblage

-Vérification de la présence de l'effet de levier

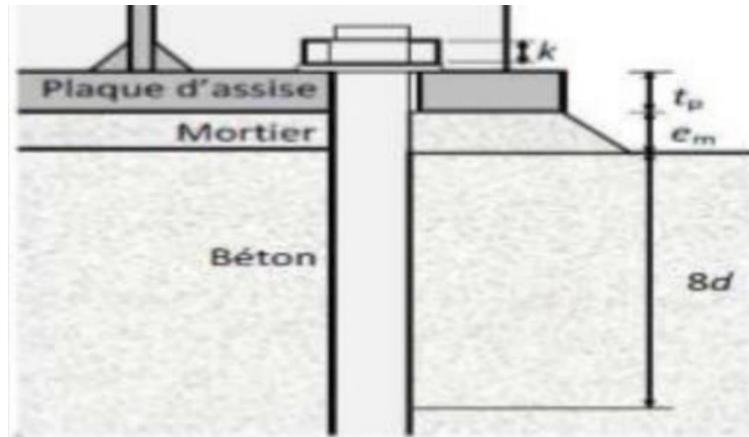


Figure VII.4 : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage.

$L_b$ : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage

$$L_b = 8d + e_m + t_p + t_{wa} + 0.5k$$

$t_{wa}$  : Épaisseur de la rondelle  $t_{wa} = 5\text{ mm}$

$k$  : Épaisseur de l'écrou  $k = 0.8d = 21,6\text{ mm}$

$e_m$  : Épaisseur de mortier de calage :  $e_m = 30\text{ mm}$

$$L_b = 8 \times 27 + 30 + 35 + 5 + 0.5 \times 21,6 = 296,6\text{ mm}$$

$L_b^*$ : Longueur limite d'allongement du boulon d'ancrage.

$$L_b^* = \frac{8,8 \times m^3 \times A_s}{l_{eff,1} t_p^3} = \frac{8,8 \times 35^3 \times 459}{173,75 \times 35^3} = 23,247\text{ mm}$$

Avec :

$w=95\text{ mm}$  ;  $e=155\text{ mm}$  ;  $e_x = 90\text{ mm}$ ;  $m_x = 35\text{ mm}$

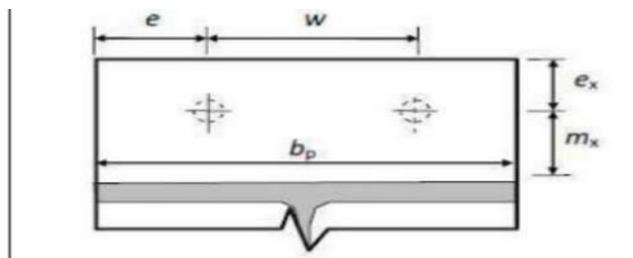


Figure VII.5: Disposition constructive.

**Mécanisme circulaire**

$$l_{eff,np} = \min( 2.\pi. m_x = 2 \times 3,14 \times 35 = 219,8 \text{ mm} ;$$

$$\pi. m_x + w = 3,14 \times 35 + 95 = 204,9 \text{ mm} ;$$

$$\pi. m_x + 2.e = 3,14 \times 35 + 2 \times 155 = 419,9 \text{ mm})$$

$$\rightarrow l_{eff,np} = 204,9 \text{ mm}$$

**Mécanisme non circulaire**

$$l_{eff,nc} = \min( 4. m_x + 1,25. e_x = 4 \times 35 + 1,25 \times 90 = 252,5 \text{ mm} ;$$

$$2. m_x + 0,625. e_x + w/2 = 2 \times 35 + 0,625 \times 90 + 95/2 = 173,75 \text{ mm} ;$$

$$2. m_x + 0,625. e_x + e = 2 \times 35 + 0,625 \times 90 + 155 = 281,25 \text{ mm} ;$$

$$b_p/2 = 500/2 = 250 \text{ mm})$$

$$\rightarrow l_{eff,nc} = 173,75 \text{ mm}$$

$$l_{eff,1} = \min(l_{eff,nc} ; l_{eff,np}) = 173,75 \text{ mm}$$

L'effet de levier ne peut pas être développé et les modes de ruine 1-2, 3 et 4 peuvent être considérés. **(Annexe F.3)**

**VII.2.6 Résistance à la flexion de la plaque d'assise (par unité de longueur)**

$$m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 f_y}{4 \times \gamma_{m0}} = \frac{35^2 235}{4 \times 1,1} = 65,426 \text{ kN}$$

**Calcul de la résistance de l'assemblage à la traction**

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.

$$F_{T,Rd} = \min(F_{t,1-2,Rd} ; F_{t,3,Rd} ; F_{t,4,Rd})$$

✓ Mode 1-2:

$$F_{t,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m_x} = \frac{2 \times 11,367}{0,035} = 649,58 \text{ kN}$$

Avec :  $M_{pl,1,Rd} = m_{pl,Rd} \times l_{eff,1} = 11,367 \text{ kN.m}$

✓ Mode 3:

$$F_{t,3,Rd} = 2F_{t,Rd,anchor} = 2 \times 87,202 = 174,40 \text{ kN}$$

$$F_{T,Rd} = \min(F_{t,1-2,Rd} ; F_{t,3,Rd}) = 174,40 \text{ kN}$$

**VII.2.7 Vérification à la résistance en flexion**



**Figure VII.6 : Illustration moment + effort normale.**

Moment de flexion dominant

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = \min \left[ \frac{-F_{C,Rd} \times Z}{\frac{Z_T}{e_N} - 1}; \frac{F_{T,Rd} \times Z}{\frac{Z_c}{e_N} + 1} \right]$$

$$Z = Z_T + Z_c = \frac{420}{2} + \left( \frac{330}{2} - \frac{16,5}{2} \right) = 366,75 \text{ mm}$$

Avec:  $Z_T = 210 \text{ mm}$  Et  $Z_c = 156,75 \text{ mm}$

$$e_N = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{98}{-311,146} = -0,3149 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = \min \left( \frac{-1195,531 \times 0,36675}{\frac{0,21}{-0,3149} - 1}; \frac{174,40 \times 0,36675}{\frac{0,15675}{-0,3149} + 1} \right)$$

$$M_{Rd} = \min(2462,927; 127,356) = 127,356 \text{ kN.M}$$

$M_{sd} = 98 \text{ kN.m} \geq M_{Rd} = 127,356 \text{ kN.m}$  Condition vérifiée

Donc : le pied de poteau encasté résiste à la flexion en présence de l'effort axial.

#### Cordon de soudure :

On choisit le cordon de soudure platine-poteau à l'aide de l'abaque de pré-dimensionnement de la gorge (a)

HEA340 :  $t_w = 9,5 \text{ mm}$  ;  $t_f = 16,5 \text{ mm}$  ;  $t_p = 35 \text{ mm}$

$2,8 \text{ mm} \leq a_w \leq 7 \text{ mm}$  ; Donc  $a_w = 6 \text{ mm}$

$4,4 \text{ mm} \leq a_f \leq 11 \text{ mm}$  ; Donc  $a_f = 10 \text{ mm}$

- **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{a_w \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec :  $\beta_w = 0,8$  ;  $\gamma_{mw} = 1,25$

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme :

$$\sum l = 2 \times (h - 2t_f - 2r) = 2 \times (330 - 2 \times 16,5 - 2 \times 27) = 486 \text{ mm}$$

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{6 \times 486 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 606079,22 \text{ N}$$

$V_{sd} = 20,873 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 606,079 \text{ kN}$  Condition vérifiée

## VII.3 Calcul des pieds de potelet

### VII.3.1 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.

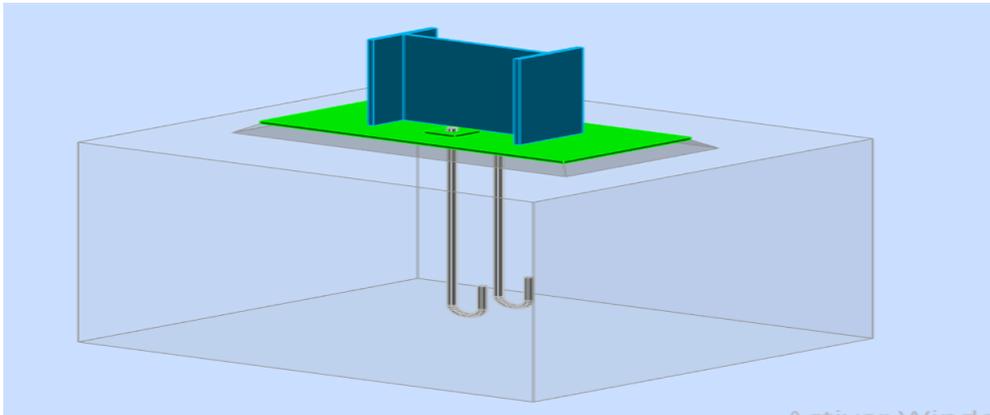


Figure VII.7 : 3D d'assemblage pied de potelet

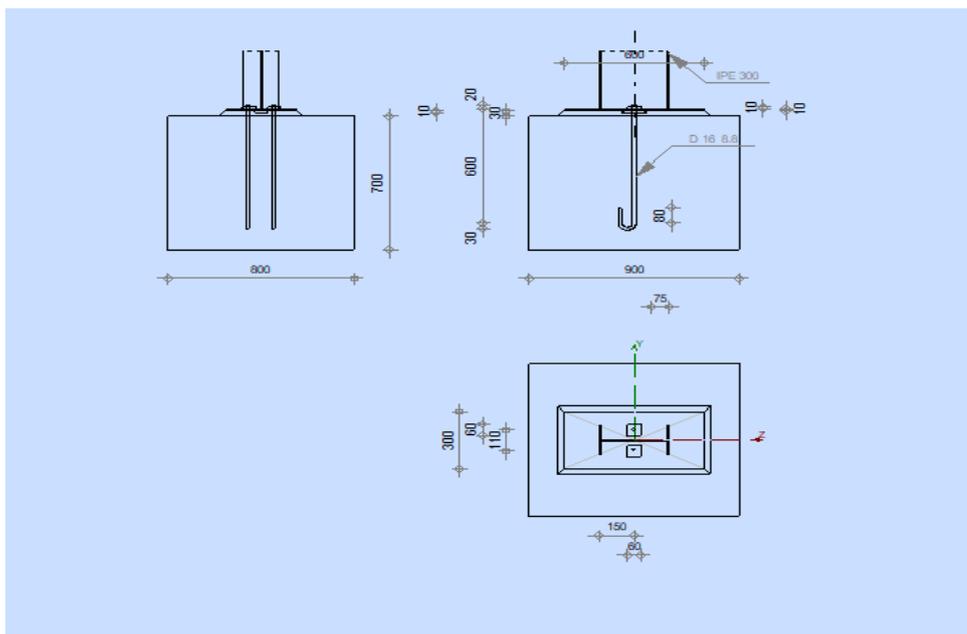


Figure VII.8 : détail d'assemblage de pied potelet

### VII.3.2 Efforts et sollicitations

Le dimensionnement de la plaque d'assise d'un IPE300 se fait sous l'action des charges suivantes :

$$N_{sd} = 19,2249kN \quad ; \quad V_{sd} 37,811kN$$

### VII.3.3 Resistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement

- **Resistance du béton à la compression**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$$

Fondation en béton de classe C25/30, On prend:

$$\gamma_c = 1.5; \alpha_{cc} = 1 \quad \Rightarrow f_{cd} = 1 \times 25/1.5 = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd}$$

$\beta_j = 2/3$  : La valeur du coefficient du matériau de scellement

$\alpha = 1.5$  : Les dimensions de la fondation étant inconnues

$$f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

### VII.3.4 Estimation de l'aire de la plaque d'assise

$$A_{co} = \max \left[ \frac{1}{h \cdot b} \left( \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 ; \frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right] = \max \left[ \frac{1}{300 \cdot 150} \left( \frac{19224,9}{16,7} \right)^2 ; \frac{19224,9}{16,7} \right]$$

$$A_{co} = \max[29,4; 1151,1] = 1151,1 \text{ mm}^2$$

### VII.3.5 Choix du type de la plaque d'assise

$$A_{co} = 1151,1 < 0,95 h \cdot b = 0,95 \times 300 \times 150 = 42750 \text{ mm}^2$$

Une plaque à projection courte est satisfaisante

### VII.3.6 Dimensions de la platine

$$b_p \geq b + 2t_f = 150 + 2 \times 10,7 = 171,4 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h + 2t_f = 300 + 2 \times 10,7 = 321,4 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } b_p = 300 \text{ mm ; } h_p = 400 \text{ mm}$$

$$\text{Ce qui donne : } A_{co} = 300 \times 400 = 120000 > 1151,1 \text{ mm}^2$$

### VII.3.7 Détermination de la largeur d'appui additionnelle C

En posant :  $t = 10 \text{ mm}$  comme épaisseur de la platine.

$$C = t \left( \frac{f_{yp}}{3f_{jd}\gamma_{m0}} \right)^{0,5} = 10 \left( \frac{235}{3 \times 16,7 \times 1,1} \right)^{0,5} = 20,67 \text{ mm}$$

$$C = 20,67 \text{ mm} < \frac{h - 2t_f}{2} = \frac{300 - 2 \times 10,7}{2} = 193,3 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des ails en compression pour les tronçons des deux semelles

#### -Disposition des boulons d'ancrage

**Entraxe :**  $p = 110 \text{ mm}$ .

**Pince :**  $e = 95 \text{ mm}$ .

#### Dimensionnement des tiges d'ancrage

L'ancrage est réalisé par 2 tiges On prend :  $\varphi = 16 \text{ mm}$

### VII.3.8 Vérification de la résistance de tiges d'ancrage

$$F_{t,Rd,anchor} = \min[f_{t,bond,Rd}; f_{t,Rd}]$$

Résistance du boulon d'ancrage à la traction :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0,9 \times 157 \times 800}{1,25} = 90,432 \text{ kN}$$

#### ➤ Calcul de la contrainte d'adhérence

On a :  $d = 16 \text{ mm} \leq 32 \text{ mm}$

$$F_{bd} = \frac{0,36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36 \times 5}{1,25} = 1,2 \text{ MPa}$$

Résistance de calcul par adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times d \times l_b \times f_{bd}}{\alpha}$$

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  $f_{ck} = 25\text{MPa}$

$\alpha$ : Facteur tenant en compte la forme de la tige : crochet  $\rightarrow \alpha = 0.7$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times 16 \times 600 \times 1,2}{0,7} = 51,6754\text{ kN}$$

$$F_{t,Rd,anchor} = \min[51,675\text{kN}; 90,432\text{ kN}] = 51,67\text{kN}$$

### VII.3.9 Résistance de la partie tendue de l'assemblage

-Vérification de la présence de l'effet de levier

$L_b$ : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage

$$L_b = 8d + e_m + t_p + t_{wa} + 0.5k$$

$t_{wa}$ : Épaisseur de la rondelle  $t_{wa} = 5\text{mm}$

$k$ : Épaisseur de l'écrou  $k = 0.8d = 12,8\text{mm}$

$e_m$ : Épaisseur de mortier de calage :  $e_m = 30\text{mm}$

$$L_b = 8 \times 16 + 30 + 10 + 5 + 0.5 \times 12,8 = 179,4\text{mm}$$

$L_b$ : Longueur limite d'allongement du boulon d'ancrage.

$$L_b^* = \frac{8,8 \times m^3 \times A_s}{l_{eff,1} t_p^3} = \frac{8,8 \times 44,379^3 \times 157}{278,70 \times 10^3} = 433,29\text{mm}$$

$$m = \frac{p}{2} - \frac{t_w}{2} - 0,8 \times \sqrt{2} a_w = \frac{110}{2} - \frac{7,1}{2} - \sqrt{2} \times 5 = 44,379\text{mm}$$

- Mécanisme circulaire:

$$l_{eff,cp} = 2 \cdot \pi \cdot m = 2 \times 3,14 \times 44,379 = 278,70$$

- Mécanisme non circulaire:

$$l_{eff,nc} = 4 \cdot m + 1,25e = 4 \times 44,379 + 1,25 \times 95 = 296,26$$

$$l_{eff,1} = \min(l_{eff,nc}; l_{eff,cp}) = 278,70\text{mm}$$

- Le cordon de soudure:  $t_w = 7,1\text{mm} \rightarrow a_{min} = 2,4 < t_w < a_{max} = 5,1$

$$t_f = 10,7\text{mm} \rightarrow a_{min} = 2,8 < t_w < a_{max} = 7,1$$

Donc:  $a_w = 5mm$  et  $a_f = 7mm$

$$L_b^* = 433,29mm > L_b = 179,4mm$$

L'effet de levier ne peut pas être développé et les modes de ruine 1-2, 3 et 4 peuvent être considérés. **(Annexe F.3)**

### VII.3.10 Résistance à la flexion de la plaque d'assise (par unité de longueur)

$$m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 f_y}{4 \times \gamma_{m0}} = \frac{10^2 235}{4 \times 1,1} = 5,3409 \text{ kN}$$

$$F_{T,Rd} = \min(F_{t,1,Rd}; F_{t,2,Rd}; F_{t,3,Rd}; F_{t,4,Rd})$$

✓ Mode 1:

$$F_{t,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \times 1,4885}{44,379 \times 10^{-3}} = 134,1625 \text{ kN}$$

$$\text{Avec : } M_{pl,1,Rd} = m_{pl,Rd} \times l_{eff,1} = 1,4885 \text{ kN.m}$$

✓ Mode 2:

$$F_{t,2,Rd} = \frac{4M_{pl,2,Rd}}{m+n} + \frac{2 \times n \times F_{t,Rd,anchor}}{m+n}$$

$$= \frac{4 \times 1,58229}{(44,379 + 55,473) \times 10^{-3}} + \frac{2 \times 55,473 \times 10^{-3} \times 51,67}{(44,379 + 55,473) \times 10^{-3}} = 120,7959 \text{ kN}$$

$$\text{Avec : } n = \min(e; 1,25 \times m) = \min(95; 1,25 \times 44,379) = 55,473 \text{ mm}$$

$$M_{pl,2,Rd} = m_{pl,Rd} \times l_{eff,2} = 1,5822 \text{ kN.m}$$

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 296,26 \text{ mm}$$

✓ Mode 3:

$$F_{t,3,Rd} = 2F_{t,Rd,anchor} = 2 \times 51,67 = 103,34 \text{ kN}$$

✓ Mode 4:

$$F_{t,4,Rd} = \frac{b_{eff,t} \times t_w \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{278,70 \times 7,1 \times 235}{1,1} = 422,737 \text{ kN}$$

$$F_{T,Rd} = \min(F_{t,1,Rd}; F_{t,2,Rd}; F_{t,3,Rd}; F_{t,4,Rd}) = 103,34 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 19,2249 \text{ kN} < F_{T,Rd} = \min(F_{t,1,Rd}; F_{t,2,Rd}; F_{t,3,Rd}; F_{t,4,Rd}) = 103,34 \text{ kN}$$

- Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec :  $\beta_w = 0,8$  ;  $\gamma_{mw} = 1,25$

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme :

$$\sum l = 2 \times d = 2 \times 248,6 = 497,2 \text{ mm}$$

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{5 \times 497,2 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 632,8322 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 37,811 \text{ kN} \leq F_{v,Rd} = 632,8322 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

## VII.4 Dimensionnement de la semelle

Les dimensions de la semelle sont choisies de manière qu'elles soient homothétiques avec celles du pied de poteau.

Les dimensions du fut sont généralement débordées aux dimensions de la platine d'assise avec une distance de 20 cm.

$$a = a_p + c = 0,5 + 0,2 = 0,7 \text{ m}$$

$$b = b_p + c = 0,6 + 0,2 = 0,8 \text{ m}$$

Avec :  $a_p$  et  $b_p$  : dimensions de la platine

$$\frac{b}{a} = \frac{0,8}{0,7} = \frac{6}{5} \Rightarrow \frac{A}{B} = \frac{6}{5} \Rightarrow A = \frac{6}{5} B$$

On suppose  $B=1,5\text{m}$  alors  $A = \frac{6}{5}(1,5) = 1,8\text{m}$

A et B : dimensions de la semelle

### VII.4.1 Calcul de l'excentricité

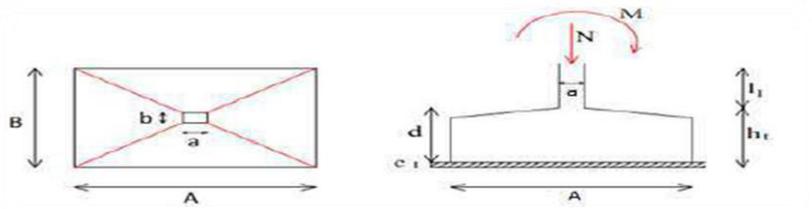


Figure VII.7 : Les dimensions de la semelle sous poteau

$$M_s = 54,376; N_s = 247,166 \text{ kN}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = 0,22 \text{ m}$$

Pour les semelles de dimensions A x B la valeur des contraintes extrêmes est donnée par :

On écrit que les dimensions minimaux de A et B sont telles que :

$$\frac{N}{S} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{B}\right) \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{247,166}{1,8 \times 1,5} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,22}{1,5}\right) = 172,101 \text{ kN/m}^2$$

$$\rightarrow \frac{172,101 \text{ kN}}{\text{m}^2} < 1,8 \text{ bars} = 18000 \text{ daN/m}^2$$

On prend :  $A \times B = 1,8\text{m} \times 1,5\text{m}$

#### VII.4.2 Hauteur utile de la semelle est donnée par la condition

$$d = \max\left(\frac{A - a}{4}; \frac{B - b}{4}\right) = \max(0,3; 0,25) = 0,3\text{m} = 30\text{cm}$$

On prend :  $d = 30\text{cm}$

$h_t = d + 10 = 40 \text{ cm}$  : Hauteur total de la semelle

#### VII.4.3 Vérification de la stabilité au renversement

$$e_0 = 0,22\text{m} < \frac{A}{4} = \frac{1,8}{4} = 0,45\text{m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$e_0 = 0,22\text{m} < \frac{B}{4} = \frac{1,5}{4} = 0,375\text{m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : la stabilité au renversement est vérifiée.

#### VII.4.4 Calcul des armatures de la semelle

- **Méthode des bielles**

$$e = 0,22 < \frac{B}{6} = \frac{1,5}{6} = 0,25$$

*→ les armatures seront calculées sous un effort normal fictif.*

##### Direction A

- $N_U = 31,146\text{kN}$

$$A_u = \frac{N'_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :  $N'_u = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e}{B}\right) = 31,146 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,22}{1,5}\right) = 44,851\text{kN}$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826\text{MPa}$$

$$A_u = \frac{44,851 \times (1,8 - 0,6)}{8 \times 0,3 \times 347,826 \times 10^6} = 6,44 \times 10^{-5}\text{m}^2$$

- $N_s = 247,166\text{kN}$

$$A_u = \frac{N'_s \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :  $N'_s = N_s \times \left(1 + \frac{3 \times e}{B}\right) = 247,166 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,22}{1,5}\right) = 355,919\text{kN}$

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times \frac{f_e}{\gamma_s}; \sqrt{n \times f_{t28}}\right) = \min(266,667; 201,633) = 201,633\text{MPa}$$

Avec :  $f_e = 400MPa$

$$n=1,6H.A$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1MPa ; \text{avec } f_{c28} = 25MPa$$

$$A_u = \frac{355,919 \times (1,8 - 0,6)}{8 \times 0,3 \times 201,633 \times 10^6} = 8,825 \times 10^{-4}m^2$$

**Direction B**

▪  $N_U = 31,146kN$

$$A_u = \frac{N'_u \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :  $N'_u = N_u \times \left(1 + \frac{3 \times e}{A}\right) = 31,146 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,22}{1,8}\right) = 42,567kN$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826MPa$$

$$A_u = \frac{42,567 \times (1,5 - 0,5)}{8 \times 0,3 \times 347,826 \times 10^6} = 5,09 \times 10^{-5}m^2$$

▪  $N_s = 247,166kN$

$$A_u = \frac{N'_s \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :  $N'_s = N_s \times \left(1 + \frac{3 \times e}{A}\right) = 247,166 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,22}{1,8}\right) = 337,794kN$

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times \frac{f_e}{\gamma_s}; \sqrt{n \times f_{t28}}\right) = \min(266,667; 201,633) = 201,633MPa$$

Avec :  $f_e = 400MPa$

$$n=1,6H.A$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1MPa ; \text{avec } f_{c28} = 25MPa$$

$$A_u = \frac{337,794 \times (1,5 - 0,5)}{8 \times 0,3 \times 201,633 \times 10^6} = 6,98 \times 10^{-4}m^2$$

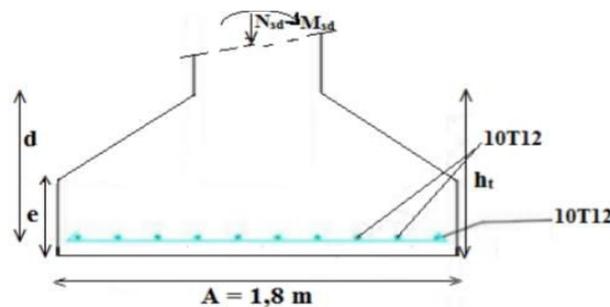


Figure VII.8 : vue du ferrailage des semelles isolées

## VII.4.5 Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} A \times d = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 1800 \times 360 = 7,824 \text{ cm}^2$$

Avec:  $d=0,9 \times h_t=0,9 \times 400 = 360 \text{ mm}$

On prend **10T12** ( $A' = 11,31 \text{ cm}^2$ ) (**Annexe F.1**)

## VII.4.6 Calcul l'espacement

$$S_t \leq \min(15\phi_{l \min}; 40 \text{ cm}) = \min(18 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

On prend un espacement de 10 cm

## VII.4.7 Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entres elles, elles sont soumises a un effort de traction.

## VII.4.8 Dimensionnement des longrines

Selon le RPA99, pour les sites S1 et S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

On prend S = 40 x 40cm.

## VII.4.9 Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max[N/\alpha; 20 \text{ kN}].$$

Avec :

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3 ( $\alpha = 15$ ). (**Annexe F.2**)

- L'ELU :

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{31,146}{15} = 2,0764 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{207,64}{347,826 \times 10} = 0,059 \text{ cm}^2$$

- L'ELS:

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{247,166}{15} = 16,477 \text{ kN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{1647,7}{347,826 \times 10} = 0,47 \text{ cm}^2$$

Le RPA99 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0,6\%S = 0,6\%(40 \times 40) = 9,6 \text{ cm}^2.$$

On prend 6T16 avec  $A_{st} = 12,06 \text{ cm}^2$  (**Annexe F.1**)

- **La condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} B \times d < A_{st}$$

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} B \times d = 0,23 \times 0,4 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400} = 1,738 \text{ cm}^2 < A_{st} = 12,06 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

Avec :  $d = 0,9h = 360 \text{ mm}$

#### VII.4.10 Calcul d'armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{400}{35}; 14; \frac{400}{10}\right) = \min(11,428; 14; 40) = 11,428$$

On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$St \leq (20 \text{ cm}; 15\phi_t) \rightarrow St \leq (20 \text{ cm}; 12) ; \text{ On prend } St = 10 \text{ cm}.$$

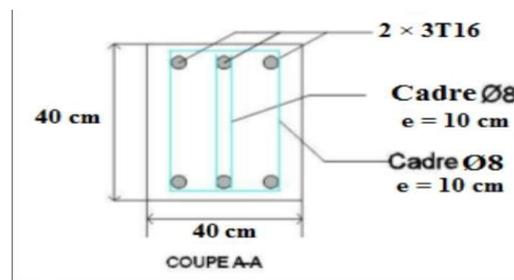


Figure VII.9: coupe transversal de la longrine.

#### VIII.4.11 Dimensionnement des fûts

Les dimensions des fûts ( $b \times h$ ) :  $70 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$ .

- **Calcul ferrailage longitudinale**

- Le RPA99/V2003 exige: une section minimale d'armature longitudinal de  $0,7\%.B$  .

$$A_{min} = 0,7\% \times (70 \times 60) = 29,40 \text{ cm}^2$$

On prend : 20T14 avec :  $A_{st} = 30,772 \text{ cm}^2$ , avec des Cadres Ø8 (**Annexe F.1**)

#### Conclusion

Ce chapitre étudie l'assemblage de pied de poteau qui est réalisé par 6 tiges d'ancrage de diamètre 27 mm de classe 10.9, et l'assemblage de pied potelet qui est réalisé par 2 tiges d'ancrage dz diamètre 16mm de classe 8.8. Il traite aussi les fondations qui reportent les charges à un niveau convenable en assurant la stabilité et la sécurité de la structure.

## CONCLUSION GENERALE

Ce travail nous a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant le cursus de notre formation de master en génie civil.

La conception d'une structure métallique repose le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tel que les surcharges d'exploitation, la neige, le vent et le séisme.

Ce travail consiste à étudier et dimensionner un hangar métallique à usage industriel. Après avoir défini les charges agissantes sur la structure, les poteaux, poutres, contreventements, pannes, potelets et lisses de bardage comme éléments de la structure ont été dimensionnés.

Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérification d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.

La structure a été modélisée par le logiciel ROBOT afin d'élaborer le calcul sismique. Le calcul de la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne dépasse pas les 80% de la résultante des forces sismiques, comme exigé par le règlement.

Cette expérience nous a permis aussi de faire mieux comprendre le domaine de la construction en charpente métallique qui nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine, et développée les idées grâce à la lecture des différentes références bibliographiques et surtout à l'aide de l'équipe des professeurs de la charpente métallique département de génie civil (Faculté de technologie de université de Tlemcen).

A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience dans ce vaste domaine, il nous a acquis des grandeurs très importantes pour mettre le premier pas dans ma future vie professionnelle.

## 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] 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).
- [7] Lahlou Dahmani : « CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS D'UNE CONSTRUCTION METALLIQUE SELON L'EUROCODE 3, Edition Eyrolles Paris, 2009.
- [8] 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.
- [9] 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.

# Annexes

## Annexes

### Chapitre II : Evaluation des charges et surcharges

#### A.1 Coefficient de forme

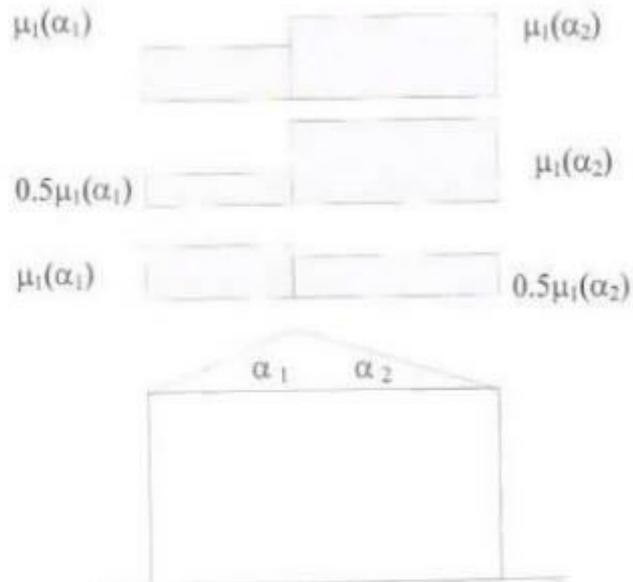


Figure 6 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

( $\alpha$ ) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha < 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient $\mu_i$	0.8	$0.8 \cdot \left( \frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

#### A.2 Valeurs de la pression dynamique de référence

Zone	$q_{\text{réf}}$ (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	$K_r$	$z_0$ (m)	$z_{0,10}$ (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

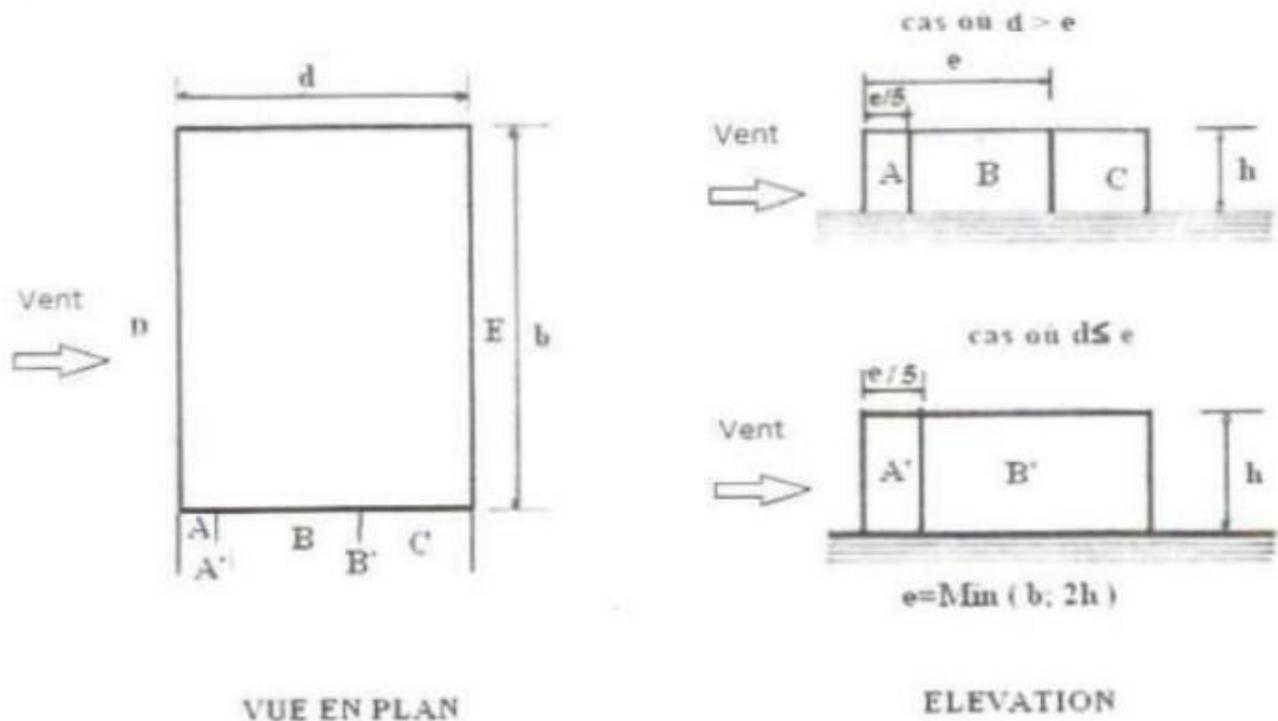


Figure 5.1 : Légende pour les parois verticales

### 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

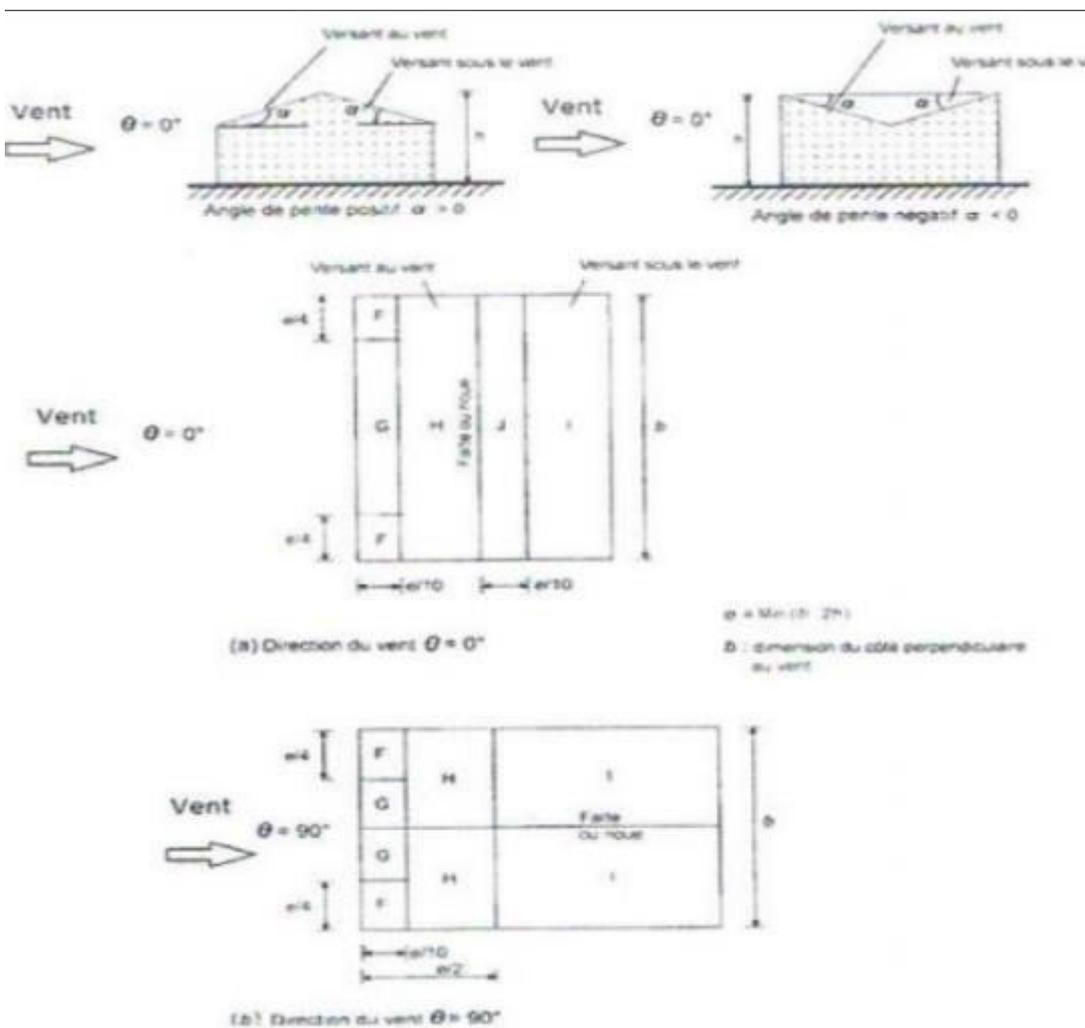


Figure 5.4 : Légende pour les toitures à deux versants

## A.7 Coefficient de pression extérieure pour la toiture à deux versant

Angle de pente $\alpha$	Zones pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,0}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,0}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,0}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,0}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,0}$	$C_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2			+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0		-0,6		-0,6	
15°	-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°	-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°	0,0		0,0		0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		0,0		0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+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	
	$C_{pe,0}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,0}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,0}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,0}$	$C_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-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 des bâtiments sans face dominante

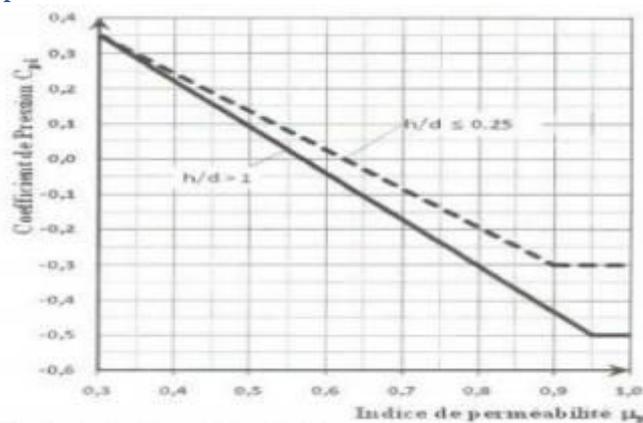


Figure 5.14 : Coefficients de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments sans face dominante

Chapitre V : Dimensionnement des éléments secondaires

B.1 Rapport largeur – épaisseur maximal pour les parois comprimées

**Tableau 53.1 : Feuille 1**  
**Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées**

(a) *Âmes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)*

Classe	Âme fléchée	Âme comprimée	Âme 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 $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 206 \epsilon / (13 \alpha - 1)$  Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 38 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 458 \epsilon / (13 \alpha - 1)$  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 $\psi > -1$ : $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,57 + 0,53\psi)$  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 5.3.1: Feuille 3

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

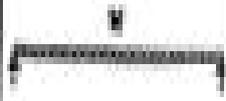
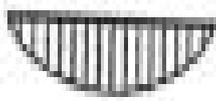
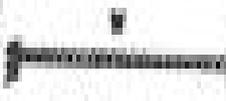
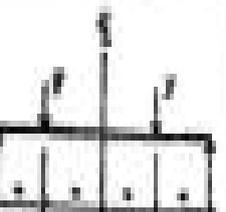
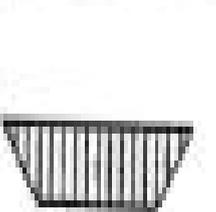
(c) Défini de sections en acier :



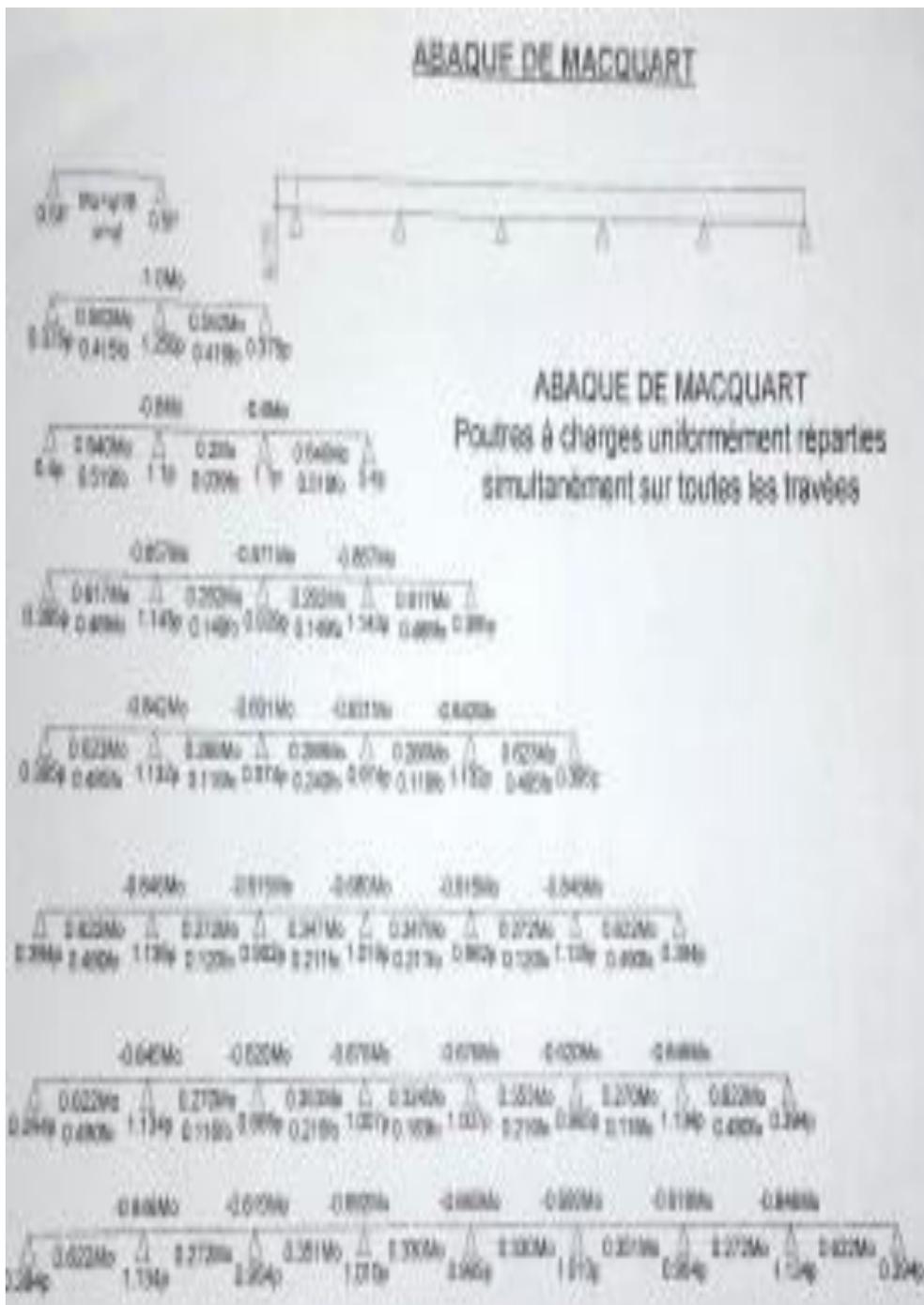
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées	$c/t \leq 10 \epsilon$	$c/t \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\epsilon}}$	
	soudées	$c/t \leq 9 \epsilon$	$c/t \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha \sqrt{\epsilon}}$	
2	laminées	$c/t \leq 11 \epsilon$	$c/t \leq \frac{11 \epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{11 \epsilon}{\alpha \sqrt{\epsilon}}$	
	soudées	$c/t \leq 10 \epsilon$	$c/t \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\epsilon}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées	$c/t \leq 15 \epsilon$	$c/t \leq 23 \epsilon \sqrt{k_y}$ $c/t \leq 21 \epsilon \sqrt{k_y}$ Pour $k_y$ voir tableau 5.3.3		
	soudées	$c/t \leq 14 \epsilon$			
$\epsilon = \sqrt{235/k_y}$		$k_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
		$\epsilon$	1	0,92	0,81

## B.2 Coefficient $C_1$ pour les différentes valeurs de K dans le cas de charges transversales

**Tableau B.1.3** 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	0,469	0,528
		0,5	0,872	0,304	0,340
		1,0	1,268	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,822	1,070
		1,0	1,066	0,853	1,710
		0,5	1,070	0,432	0,660
		1,0	1,568	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,713	4,000
		1,0	1,040	0,450	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,820

### B.3 L'abaque de MACQUART



B.4 Facteur d'imperfection  $\alpha$  selon le choix de la courbe de flambement correspondant à une section

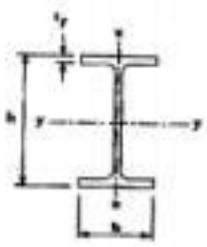
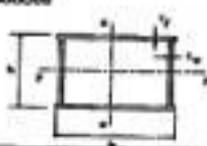
Type de section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c
	$h/b \leq 1,2$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant $t_{fb}^{**}$	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant $t_{fs}^{**}$	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	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 e
Sections en U, L, T et sections pleines 		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

## B.5 Poids du bardage en Panneau Sandwich (TL75)

**ceYital** Spa

Via D. NIZZI 25/A -  
Matera - Italy  
Tel : +39 0835 21 55 36 13 4 65  
Fax : +39 0835 21 55 36 23

**BATICOMPOS**

BATICOMPOS Spa  
Società ad Indirizzo Internazionale  
DIREZIONE GENERALE  
BP 75 Sirei - Macomer - 09162 JARAI  
Tel : +39 0704 3406 73/476771  
Fax : +39 0704 3406 69

### FICHE TECHNIQUE

#### PANNEAU SANDWICH TOITURE (TL75)

##### Description

###### 1. Principe

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, est un produit composite, fabriqué industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Ces composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale.

###### 2. Matériaux

###### 2.1 Tôle d'acier

Parements interne et externe en tôle d'acier d'épaisseur nominale minimum 0,4 mm, galvanisé à chaud en continu selon les normes NF EN 10326 ; NF EN 10142 et NF EN 10143 :

Nuance d'acier : DX51D ou S280GD

Épaisseur de la couche de Zn : 150 g/m<sup>2</sup> pour les deux faces

Nature et épaisseur du revêtement organique :

-Recto : 25  $\mu$ m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5  $\mu$ m).

-Verso : 7  $\mu$ m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5  $\mu$ m).

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 expansé, obtenue par injection en continu d'un mélange de polyol, isocyanate, catalyseur et agent d'expansion de type Pentane, dont les caractéristiques sont indiquées ci-après :

Tableau 1 – Caractéristiques de la formulation

Caractéristiques	Spécifications
Masse volumique selon NF EN1602	40 kg/m <sup>3</sup> ± 2 kg/m <sup>3</sup>
Traction perpendiculaire (adhésion 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 14519	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
Épaisseur nominale	53	± 2
Défaut d'épauillage		6,21
Défaut de planéité (en fonction de la longueur mesurée L)	L = 200 mm	— Défaut de planéité 0,6 mm
	L = 400 mm	— Défaut de planéité 1,0 mm
	L > 700 mm	— Défaut de planéité 1,5 mm

Poids spécifique (kg/m<sup>3</sup>) : 14,2

### 4. Autres informations techniques

#### 4.1 Isolation thermique :

Pour le noyau de mousses qui est recouvert des 2 côtés de pare-vaisselles à la diffusion,

le coefficient de conduction thermique ( $\lambda$ ) = 0,026 w/m.k

Panneau	T1,75
Coefficient de transmission thermique (w/m <sup>2</sup> .K)	0,40

4.2 Isolation phonique : T1,75 : 26dB

7

### C.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

### C.2 Pourcentage d'amortissement critique

Tableau 4.2 : Valeurs de  $\xi$  (%)

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

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b>A</b>	<b>Béton armé</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>Acier</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>Maçonnerie</b>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

<b>D</b>	<b>Autres systèmes</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

### C.3 Coefficient de comportement global de la structure R

## C.4 Valeur des pénalités selon le facteur de qualité

**Tableau 4.4.: valeurs des pénalités  $P_q$**

Critère q »	$P_q$	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

## C.5 Coefficient donnée en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

**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

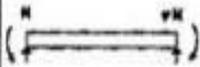
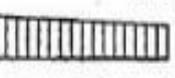
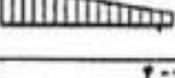
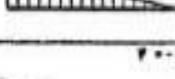
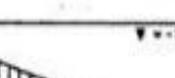
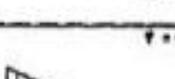
## C.6 Périodes $T_1, T_2$

**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.1 Coefficient  $C_1$  pour différents 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	-	0,908 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 1,768	-	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 1,967
	 $\psi = -1/2$	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

D.2 : Rapport largeur-épaisseur maximal pour les parois comprimées

Tableau 53.1 : Feuille 1  
Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

(a)  $\lambda_{max}$  : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

Classe	Arme fléchie	Arme comprimée	Arme 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 $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 206 \epsilon / (13 \alpha - 1)$  Quand $\alpha < 0,5$ : $d/t_w \leq 38 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$ : $d/t_w \leq 458 \epsilon / (13 \alpha - 1)$  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 $\psi > -1$ : $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,57 + 0,53\psi)$  Quand $\psi \leq -1$ : $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{1 - \psi}$	
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
	$\alpha$	1	0,60	0,81

Tableau 53.1: Feuille 3

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

(c) Détails de renforts au corrosion :



Sections laminées

Sections soudées

Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées	$c/t \leq 10 \epsilon$	$c/t \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t \leq 9 \epsilon$	$c/t \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées	$c/t \leq 11 \epsilon$	$c/t \leq \frac{11 \epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{11 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c/t \leq 10 \epsilon$	$c/t \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10 \epsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées	$c/t \leq 15 \epsilon$	$c/t \leq 23 \epsilon \sqrt{k_y}$ $c/t \leq 21 \epsilon \sqrt{k_y}$ Pour $k_y$ , voir tableau 5.3.3		
	soudées	$c/t \leq 14 \epsilon$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$		$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	235	275	355
		$\epsilon$	1	0,92	0,81

## Chapitre VI : Calcul des assemblages

### E.1 Valeurs limites des pinces et entraxes

		Assemblage	
		Plat extérieur	Plat intérieur
Pince longitudinale $e_1$	$\geq$	$1,2 d_0$ (1)	$1,2 d_0$ (1)
	$\leq$	12t ou 150 mm (2) (max)	12t ou 150 mm (2) (max)
Pince transversale $e_2$	$\geq$	$1,5 d_0$ (3)	$1,5 d_0$ (3)
	$\leq$	12t ou 150 mm (2) (max)	12t ou 150 mm (2) (max)
Entraxe $p_1$	File extérieure	$\geq$	$2,2 d_0$ (4)
	Élément comprimé	$\leq$	14t ou 200 mm (6) (min)
	File intérieure	$\geq$	$2,2 d_0$ (4)
	Élément comprimé	$\leq$	14t ou 200 mm (6) (min)
	File extérieure	$\geq$	$2,2 d_0$ (4)
	Élément tendu	$\leq$	14t ou 200 mm (5) (min)
	File intérieure	$\geq$	$2,2 d_0$ (4)
	Élément tendu	$\leq$	20t ou 400 mm (6) (min)
Entraxe $p_2$	Élément comprimé	$\geq$	$3 d_0$ (7)
		$\leq$	14t ou 200 mm (6) (min)
	Élément tendu	$\geq$	$3 d_0$ (7)

$d_0$  = diamètre du trou  
 $t$  = épaisseur du plat le plus mince, situé vers l'extérieur

Tableau 65.1 : Valeurs limites des pinces et entraxes

### E.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

### E.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

#### E.4 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

#### E.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

## E.6 Coefficient de frottement

Classe de surface	$\mu$ coefficient de frottement	état de surface
A	0.5	Grenailé ou sablé
B	0.4	Grenailé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité

## Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

### F.1 Section $A_s$ cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre $\phi$ (mm)

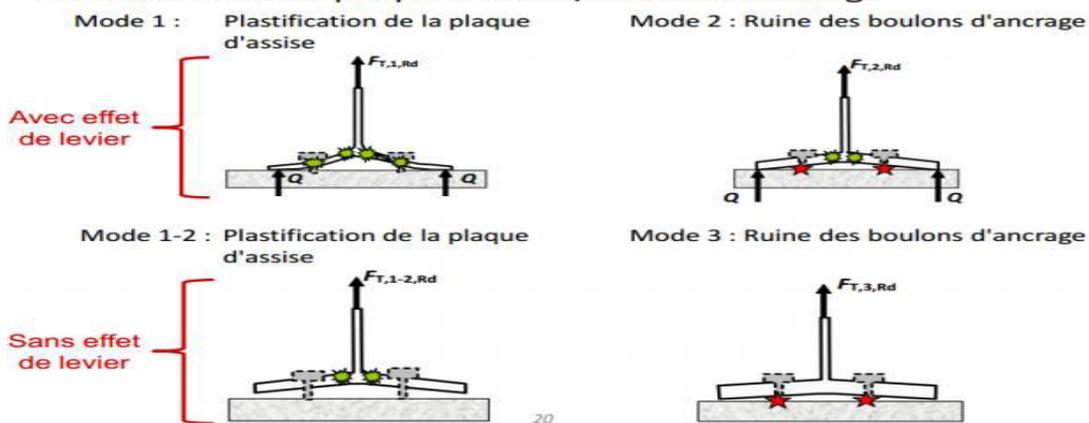
$\phi$ mm	Poids au ml [kg]	SECTIONS EN CENTIMETRES CARRES										
		Nombre Perimètre 1.6 cm	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	0.154	1.6	0.20	0.39	0.59	0.79	0.98	1.18	1.37	1.57	1.77	1.96
6	0.222	1.9	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83
8	0.392	2.5	0.50	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	5.03
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

## F.2 Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré $\alpha$

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

## F.3 Les modes de ruines plaque d'assise/boulons d'ancrage

### > Modes de ruine plaque d'assise/boulons d'ancrage



### Mode 4 : Plastification de l'âme du poteau en traction

