

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abou Bakr Belkaid – Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'obtention du diplôme de MASTER en Génie Civil
Spécialité : Constructions Métalliques et Mixtes

THEME :

ÉTUDE D'UN HALL METALLIQUE À ELSANIA, WILAYA
D'ORAN

Réalisé par :

TIARETI Walid
Soutenu le 30 / 07 /2022 à 13 h, devant le jury composé de :

CHABANE Mohammed El amine

Dr. TALEB Omar

Président

M. BASRI Hamza

Examineur

Pr. HAMDAOUI Karim

Encadrant

Dr. AL SAMAWI Almoutaz Bellah

Encadrant

Année universitaire 2021-2022

DÉDICACE

C'est grâce à ALLAH seul que j'ai pu achever ce travail, je le dédie à :

- Mes parents et ma grand-mère qui m'ont toujours soutenu le long de mes études et qu'ALLAH les garde pour moi.
- Mes frères et ma sœur, Mohammed , Djawad , et Ikram .
- À mon binôme, CHABANE Mohammed El Amine , qui a contribué à la réalisation de ce travail.
- Mes amis BENDAHOU Azzedine et OURAGHI Ahmed
- Toute la famille TIARETI et HAMMAD.
- À toute la promotion de Génie Civil, en particulier mes collègues et mes amis étudiants de la spécialité construction métallique.

TIARETI Walid

DÉDICACE

C'est grâce à ALLAH seul que j'ai pu achever ce travail, je le dédie à :

- Mes parents qui m'ont toujours soutenu le long de mes études et qu'ALLAH les garde pour moi.
- Mes sœurs, Farida, Zolikha, et Amina.
- À mon binôme, TIARETI Walid, qui a contribué à la réalisation de ce travail.
- Toute la famille CHABANE et MOUMEN.
- A toutes les personnes que je connais de près ou de loin.
- À toute la promotion de Génie Civil 2021, en particulier mes collègues et mes amis étudiants de la spécialité construction métallique. .

CHABANE Mohammed El Amine

Remerciement

Nous remercions avant tout ALLAH de nous avoir gardé en bonne santé et qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons à remercier nos chers parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices pour que nous terminions nos études.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer ce travail et en particulier, Pr. HAMDAOUI Karim et Dr AL SAMAWI Almoutaz Bellah pour leurs aides et leurs orientations précieuses.

Nous tenons également à remercier les membres du jury Dr. TALEB Omar et M. BASRI Hamza, pour l'honneur qu'ils nous ont accordé, en acceptant de juger notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apporté leur soutien et qui nous ont aidés de près ou de loin pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance,

ملخص

المشروع النهائي لدراستنا هو دراسة لقاعة معدنية ذو شكل منتظم في **السنانيا (وهران)**. هذا المبنى الصناعي مخصص لتصنيع وتخزين مواد التنظيف. يتكون هذا المشروع من عدة مراحل، أولاً عرض العمل والعموميات، ثم تقييم الاحمال و الاحمال الزائدة و كذلك التأثيرات المناخية (الثلوج و الرياح) حسب القواعد « **RNV99 V2013** »، ثم أبعاد العناصر الثانوية حسب القواعد « **CCM97** » ، الدراسة الديناميكية حسب القواعد « **RPA99 V2003** » للزلازل، دراسة أبعاد العناصر الرئيسية وحساب كيفية تجميع و ربط العناصر الضرورية حسب القواعد « **CCM97** »، واخيرا دراسة البنية التحتية وفق المعايير « **BAEL91** » والمعايير « **RPA99 V2003** ». كان برنامج **ROBOT** هو الأداة المستخدمة في تحليل دراستنا. الكلمات المفتاحية : قاعة معدنية، مبنى صناعي، .

Résumé

Notre projet de fin d'études consiste à faire une étude d'un hall métallique se trouvant à **El-senia (Oran)**, ce hall destiné à la fabrication et au stockage des produits de nettoyage (détergents)... Ce projet comporte plusieurs parties, en premier lieu la présentation de l'ouvrage et généralités, ensuite l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets des actions climatiques selon le règlement « **RNV99 V2013** », puis le dimensionnement des éléments secondaires selon le règlement « **CCM97** », l'étude sismique selon le règlement « **RPA99 V2003** », le dimensionnement des éléments principaux selon le règlement « **CCM97** », le calcul des assemblages des différents éléments importants selon le règlement « **CCM97** » et enfin l'étude de l'infrastructure selon les normes « **BAEL91** » et « **RPA99V2003** ». Le logiciel **ROBOT** a été l'outil informatique utilisé dans l'analyse de notre étude.

Mots-clés : hall métallique - Bâtiment industriel -

Abstract

Our end-of-study project consists of carrying out a study of an industrial building in a metal hall located in **El-senia (Oran)**, this building has a traveling crane intended for the manufacture and storage of cleaning products (detergents).. This project includes several parts, first the presentation of the work and generalities, then the evaluation of loads and overloads as well as the effects of climatic actions according to the « **RNV99 V2013** » regulation, then the sizing of the secondary elements according to the « **CCM97** » regulation, the seismic study according to the « **RPA99 V2003** » regulation, the sizing of the main elements according to the « **CCM97** » regulation, the calculation of the assemblies of various important elements according to the « **CCM97** » regulation and finally the study of the infrastructure according to the « **BAEL91** » and « **RPA99V2003** » standards. **ROBOT** software was the computer tool used in the analysis of our study.

Keywords: metal hall - Industrial building -

TABLE DES MATIÈRES

<u>INTRODUCTION GÉNÉRALE</u>	1
<u>Chapitre I : Généralités sur la conception de l’ouvrage</u>	2
I.1 Présentation de projet	3
I.2 Caractéristiques géométriques du projet	3
I.3 Localisation et données concernant le site	3
I.4 Règlements et documents techniques utilisés	4
I.5 Logiciel utilisé.....	4
I.6 Matériaux.....	4
I.6.1 L’acier de construction métallique (profilé)	4
I.6.2 Couverture	4
I.6.3 Le béton	5
I.7 Les assemblages	5
I.7.1 Le soudage	5
I.7.2 Le boulonnage	6
<u>Chapitre II : Évaluation des charges et surcharge</u>	7
II.1 Introduction.....	7
II.2 Charges permanentes	7
II.3 Surcharges d’exploitation de la toiture	7
II.4 Surcharge climatique	8
II.4.1 Neige	8
II.4.1.1 Charge de neige au sol	8
II.4.1.2 Coefficient d ajustement(μ).....	9
II.4.1.3 Charge de neige	9
II.4.2 charge de vent	8
A / Données relatives au sites.....	10
B/ Détermination de la pression due au vent	10
C/ Détermination des forces de frottement du vent	22
<u>II.5 Conclusion</u>	22

<u>Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires de la structure</u>	23
III.1 Introduction.....	24
III.2 Étude des éléments secondaires.....	24
III.2.1 Calcul des chéneaux.....	24
III.2.2 Calcul des pannes.....	25
III.2.3 Calcul des liernes.....	32
III.2.4 Calcul de l'echtignole.....	35
III.2.5 Dimensionnement des lisses de bardage.....	37
III.2.6 Dimensionnement des potelets.....	40
III.3 Conclusion.....	45
<u>Chapitre IV : Étude sismique</u>	47
IV.1 Introduction.....	48
IV.2 Principe de la méthode.....	48
IV.3 Critères de classification de l'ouvrage par le RPA/V2003.....	48
IV.4 Analyse dynamique de la structure.....	48
IV.4.1 Modélisation de la structure.....	49
IV.4.2 Spectre de réponse de calcul.....	49
IV.4.3 Analyse modale spectrale.....	50
IV.5 Vérification de la structure.....	51
IV.5.1 Vérification de la période fondamentale de la structure.....	51
IV.5.2 Vérification de l'effort tranchant à la base.....	52
IV.5.3 Vérification des déplacements.....	52
IV.6 Conclusion.....	53
<u>Chapitre V : Dimensionnement des éléments principaux de la structure</u>	54
V.1 Introduction.....	55
V.2 Justification des traverses.....	55
V.2.1 Caractéristiques de la traverse.....	55
V.2.2 Effort sollicitant.....	55
V.2.3 Classe de section transversale de la traverse.....	55
V.2.4 Vérification de la flèche.....	56

V.2.5	Vérification de la résistance à la flexion composée (éléments comprimés et fléchis).....	56
V.3	Vérification des poteaux	58
V.3.1	Classe de section transversale du poteau.....	58
V.3.3	Vérification de la résistance à la flexion composée (éléments comprimés et fléchis).....	59
V.3.4	Vérification des déplacements.....	62
V.5	Vérification des contreventements($2 \times L \times 90 \times 90 \times 10$).....	62
V.5.1	Vérification à la traction.....	63
V.6	Vérification de la sablière	63
V.6.1	Efforts sollicitant	64
V.6.2	Classe de la section transversale du profilé HEA 140.....	64
V.6.3	Vérification de la résistance à la flexion composée (éléments comprimés et fléchis).....	64
V.7	Conclusion	68
<u>Chapitre VI : Calcul des assemblages</u>		69
VI.1	Introduction	70
VI.2	Calcul des assemblages	70
VI.2.1	Assemblage poteau-traverse (HEA 280 – IPE 400)	70
VI.2.2	Assemblage traverse –traverse (IPE 400 – IPE 400).....	75
VI.2.3	Assemblage de contreventement ($2 \times L \times 90 \times 90 \times 10$)	77
VI.2.4	Pied de poteaux.....	80
VI.2.4.1	Introduction.....	80
VI.2.4.2	Efforts et sollicitations	80
VI.2.4.3	Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement.....	81
VI.2.4.4	dimensionnement de la platine.....	81
VI.2.4.5	Vérification de la résistance à la flexion de pied de poteau encastré en présence de l'effort axial	82
VI.2.4.6	Résistance au cisaillement de l'assemblage.....	83
VI.3	Conclusion.....	87
<u>Chapitre VII : Dimensionnement des éléments de fondation</u>		88
VII.1	Introduction.....	89
VII.2	Choix du type de fondation.....	89

VII.3 Caractéristiques géotechniques du sol	89
VII.4 Détermination des sollicitations.....	89
VII.4.1 Dimensionnement de la semelle.....	89
VII.4.2 Calcul du ferrailage	91
VII.5 Dimensionnement des fûts	93
VII.5.1 Calcul ferrailage longitudinal.....	93
VII.6 Calcul des longrines	94
VII.6.1 Dimensionnement des longrines	94
VII.6.2 Calcul des ferrailages longitudinaux	94
VII.7 Conclusion	95
<u>CONCLUSION GÉNÉRALE</u>	96
<u>Référence bibliographiques</u>	97
<u>ANNEXES</u>	98
ANNEXE A Chapitre II : ÉVALUATION DES CHARGES (selon RNV2013)....	99
ANNEXE B Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires (CCM97)	104
ANNEXE C Chapitre IV : Étude sismique (RPA99/V2003).....	113
ANNEXE D Chapitre VI : Vérification des éléments structuraux.....	117
ANNEXE E Chapitre VI : Calcul des assemblages.....	121
ANNEXE F Chapitre VII : Étude de l'infrastructure.....	123

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1 : Vue 3D de l'ouvrage.....	3
Figure I. 1 : Données géométriques de l'ouvrage.....	4
FigureII. 1 : Charges ponctuelles d'entretien.....	7
Figure II. 2 : Coefficient de forme – Toitures à deux versants.	8
Figure II. 3 : Action due au vent sur la structure en 3D.....	12
Figure II. 4 : Division de la paroi verticale selon le chargement du vent direction (V1, V3).	14
Figure II. 5 : Valeur de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V1, V3).	14
Figure II. 6 : Valeur de C_{pe10} pour les zones de la toiture directions (V1, V3).....	15
Figure II. 7 : Division de la paroi verticale selon le chargement du vent directions (V2, V4).	16
Figure II. 8 : Valeur de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V2, V4).	16
Figure II. 9 : Valeur de C_{pe10} pour les zones de la toiture directions (V2, V4).....	17
Figure II. 10 : Pression pour la paroi verticale direction du vent V1.V3	18
Figure II. 11 : Pression pour la toiture direction du vent V1.V3.....	20
Figure II. 12 : Pression pour la paroi verticale direction du vent V2.V4.....	21
Figure II. 13 : Pression pour la toiture direction du vent V2.V4.....	22
FigureIII.1 : Chéneau et sa coupe transversale.....	25
Figure III. 2 : Moignon cylindrique.	26
Figure III. 3 : Diagramme des moments maximum.	27
Figure III. 4 : Cas de l'effet de neige et neige.....	27
Figure III. 5 : Cas de l'effet de neige et vent.	27
Figure III. 6 : Répartition de la charge suivant l'axe y-y	29
Figure III. 7 : Répartition de la charge suivant l'axe z-z.	29
Figure III. 8 : Position des liernes.....	35
Figure III. 9 : Vue de l'échantignole.....	37
Figure IV. 1 : Modèle de la structure en 3D.....	49
FigureVI. 1 : Vue 3D de l'assemblage poteau-traverse.....	70
Figure VI. 2 : Vue 3D de l'assemblage traverse - traverse.....	76
Figure VI. 3 : Vue 3D de l'assemblage de contreventement.....	78
FigureVI. 4 : Vue 3D de l'assemblage pied de poteaux.....	80
Figure VI. 5 : Illustration de la partie comprimée du pied de poteau.....	82
Figure VI. 6 : Illustration moment + effort normal.	86
Figure VII. 1 : Les dimensions de la semelle.....	90
Figure VII. 2 : Vue élévation du ferrailage des semelles isolées.....	92
Figure VII. 3 : Ferrailage de la semelle.....	93
Figure VII. 4 : Coupe transversale de la longrine.....	95

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 1. Les valeurs de la catégorie du terrain II.	9
Tableau II. 2. Valeurs de $C_e(z)$ pour les parois vertical et toiture.	12
Tableau II. 3. Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V1, V3).	13
Tableau II.4. Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V2, V4)	16
Tableau II. 5. Pressions pour les parois verticales directions du vent (V1,V3).....	18
Tableau II. 6. Pressions pour la toiture directions du vent (V1,V3).....	19
Tableau II. 7. Pressions pour les parois verticales directions du vent (V2,V4).	20
Tableau II. 8. Pressions pour la toiture directions du vent (V2,V4).....	29
Tableau III. 1. Caractéristiques du profilé IPE140.	30
Tableau III. 2. Caractéristiques du profilé UPN160.	39
Tableau III. 3. Caractéristiques du profilé IPE 270.	42
Tableau III. 5. Facteur d'imperfection α pour IPE 270.	45
Tableau IV. 1. Facteur de qualité suivant les deux sens.	50
Tableau IV. 2. Les 3 modes de vibration lors du séisme.	51
Tableau IV. 3. Caractéristiques du 2 CAE (90*90*10).	62
Tableau IV.4. Caractéristiques du profilé IPE 140.	63
Tableau IV.5. Facteur d'imperfection α pour HEA 140.	65

Liste des notations

Majuscules latines

A : Section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_w : Section de l'âme.

A_v : Aire de cisaillement.

W : Surcharge climatique du vent.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

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

F : Force en générale.

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

G : Charge permanente.

I : Moment d'inertie.

I_v : Intensité de turbulence.

K_0 : Coefficient de flambement.

K_t : Facteur de terrain.

L : Longueur.

M : Moment de flexion.

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

M_{Sd} : Moment fléchissant sollicitant.

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

M_{pl} : Moment plastique.

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

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

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

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

$N_{t, sd}$: Effort normal de traction.

$N_{c, sd}$: Effort normal de compression.

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

Q : Charge d'exploitation.

T : La période propre.

R : Coefficient de comportement de la structure.

S : La charge de la neige.

S_K : La charge de la neige sur sol.

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

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

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Poids de la structure.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{eq} : Hauteur équivalente.

Minuscules latines

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

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

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

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

l_f : Longueur de flambement.

t : Épaisseur d'une pièce.

t_f : Épaisseur d'une semelle de profilé.

t_w : Épaisseur de l'âme de profilé.

h : Hauteur du profilé.

b : Longueur de la semelle.

d : Hauteur de l'âme.

d_m : diamètre moyen.

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

Minuscules grecques

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

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

ϕ_{LT} : Rotation de déversement.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissements.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique.

μ : Coefficient de forme de la charge de neige.

Introduction générale

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

Notre projet de fin d'étude a pour thème la réalisation d'une halle métallique dont l'ossature est réalisée en charpente métallique dans la commune de **EL-SENIA** à la wilaya de **ORAN**, atelier de fabrication et stockage des produits de nettoyage (détergents), 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 6. On finit notre travail par le calcul des fondations au chapitres 7.

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

CHAPITRE I

Généralités sur la conception de l'ouvrage

I.1 Présentation du projet :

La présente étude consiste à dimensionner par calcul et vérification, la stabilité d'une halle industrielle en charpente métallique. L'ouvrage est implanté dans un terrain plat avec une surface de **1152 m²**, à la sortie de **EL-SENIA**, dans la wilaya de **ORAN**, Zone II moyenne sismicité selon le règlement parasismique algérien **RPA 99/version 2003**. [3]

Cette halle comporte deux versants destinés au stockage des produits de nettoyage (détergents). Elle a une ouverture dans chaque pignon, chaque une a une dimension de (4×4) m, et quatre ouvertures dans chaque long pan chaque une a une dimension de (2×1) m.

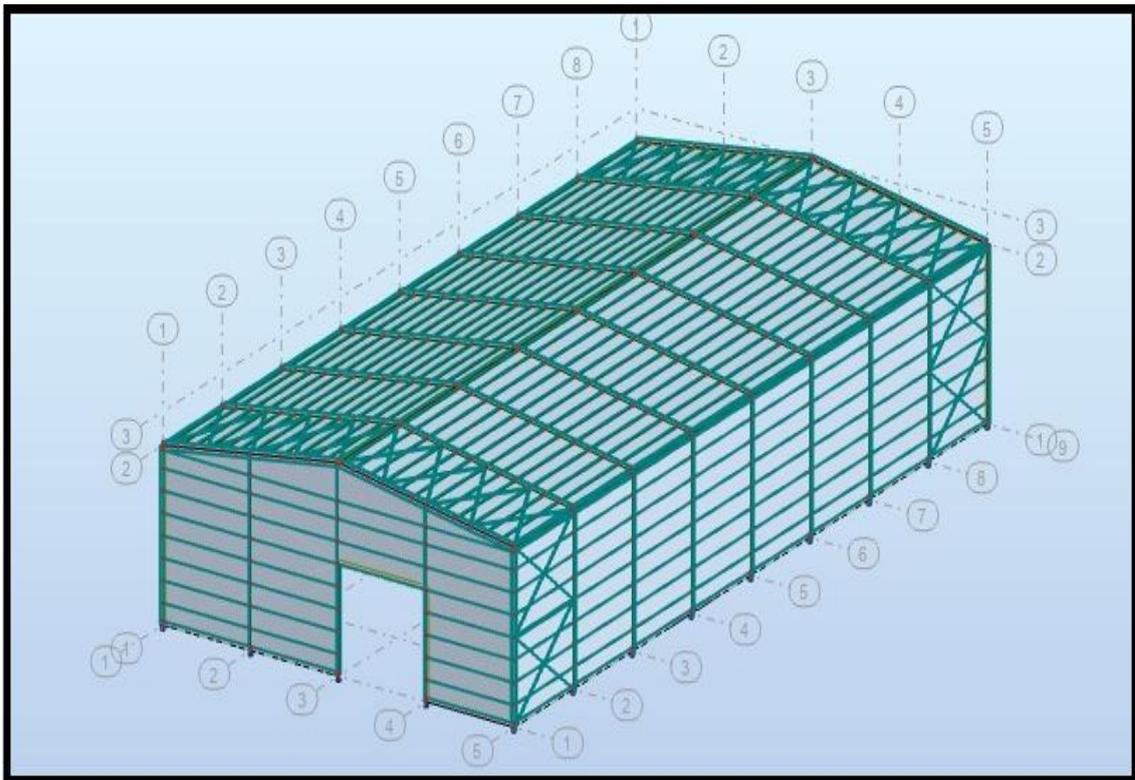


Figure I.1 : Vue 3D de l'ouvrage.

I.2 Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I.2.1 La géométrie de l'ouvrage :

- Largeur de la structure (pignon) : 24 m.
- Longueur de la structure (long pan) : 48m
- Surface occupée : 1152 m².
- Hauteur au poteau : 8 m.
- Hauteur au faîtage : 9,5 m

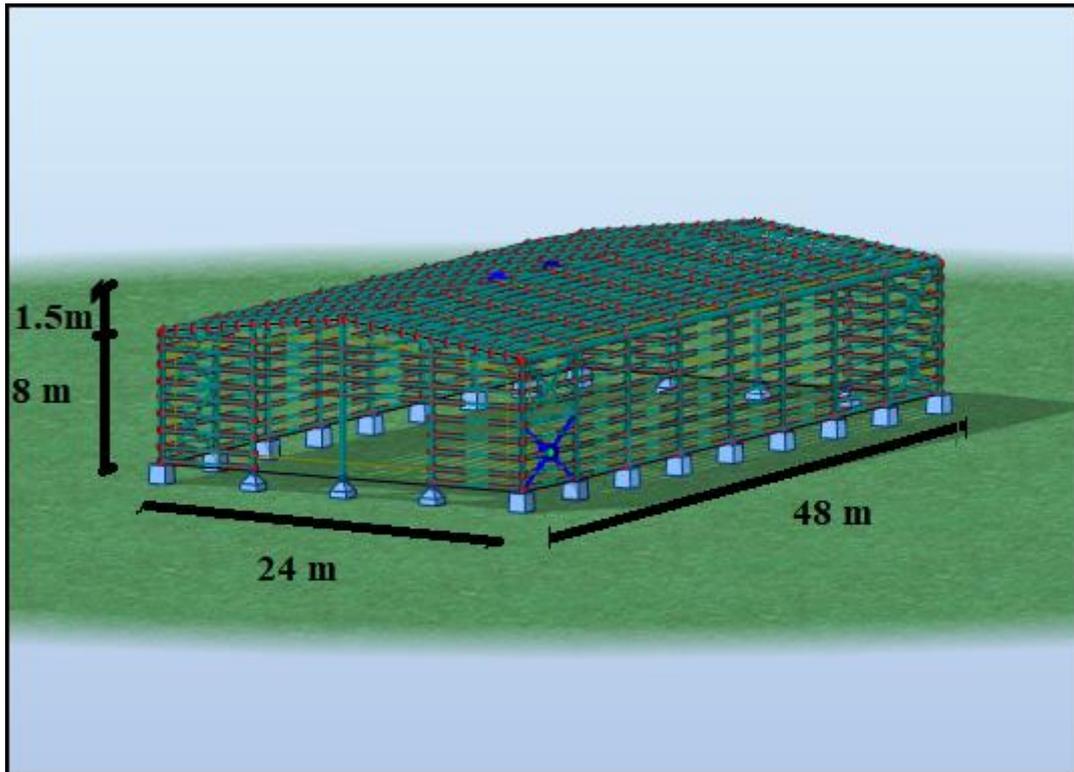


Figure I.2 : Données géométriques et vue en perspective de l'ouvrage.

I.3 Localisation et données concernant le site :

Notre structure est localisée au niveau de la DAÏRA DE EL-SENIA, Wilaya ORAN. Elle a les caractéristiques suivantes :

- ✓ Altitude : 90 m.
- ✓ Zone de neige par commune : Zone B.
- ✓ Zone du vent : Zone II
- ✓ Zone sismique : Zone II_a (région de moyenne sismicité)
- ✓ Contrainte admissible du sol est : $\sigma_{sol} = 1,86$ bars (Annexe G - G.2)

I.4 Règlements utilisés :

Le dimensionnement a été effectué en respectant les règlements suivants :

- RNV99-V2013 « Règles définissant les effets de la neige et du vent »
- DTR-C2.2 « Document technique réglementaire charges permanentes et charges d'exploitations »
- RPA99-Version 2003 « Règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003 »
- CCM97 « Règles de calcul des constructions métalliques »

- **EUROCODE 3** « Calcul des structures en acier »
- **BAEL91** « Béton armé aux états limites »

I.5 Logiciels utilisés :

L'étude a été effectuée en utilisant le logiciel Robot Structural Analysis Professional 2019

I.6 Matériaux :

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

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

Dans ce projet l'acier utilisé est de nuance Fe360 dont :

- La limite élastique : $f_y = 235 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ MPa}$
- La masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité transversale : $G = 81000 \text{ MPa}$

I.6.2 Couverture :

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

I.6.3 Béton :

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

- La résistance caractéristique à la compression a l'âge de 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance caractéristique à la traction à l'âge de 28 jours : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 30000 \text{ MPa}$
- La masse volumique : $\rho = (2200 \text{ Kg/m}^3 \text{ à } 2500 \text{ Kg/m}^3)$

I.7 Les assemblages :

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

I.7.1 Le soudage :

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

I.7.2 Le boulonnage :

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

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

CHAPITRE II

Evaluation des charges et surcharges

II.1 Introduction :

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

II.2 Charges Permanentes :

Les charges permanentes notées « G » sont des charges qui ne varient pas dans le temps. Il s'agit du poids propre de la structure elle-même, ainsi l'équipement de l'ouvrage tel que (la couverture, ...). Elles sont données dans les documents techniques réglementaires (DTR BC 2.2) ou sont fournis par le fournisseur.

Bardage \Rightarrow panneau sandwich LL35 \Rightarrow 10,9 daN/m² (Annexe C-C.7)

Toiture \Rightarrow panneau sandwich TL75 \Rightarrow 14,2 daN/m² (Annexe C-C.8)

II.3 Charges d'exploitation de la toiture :

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

Pour la toiture sans accès autre que le nettoyage et l'entretien nécessaire, les charges d'entretien sont conventionnellement assimilées à deux charges concentrées de 1kN appliquées au 1/3 et aux 2/3 des portées.

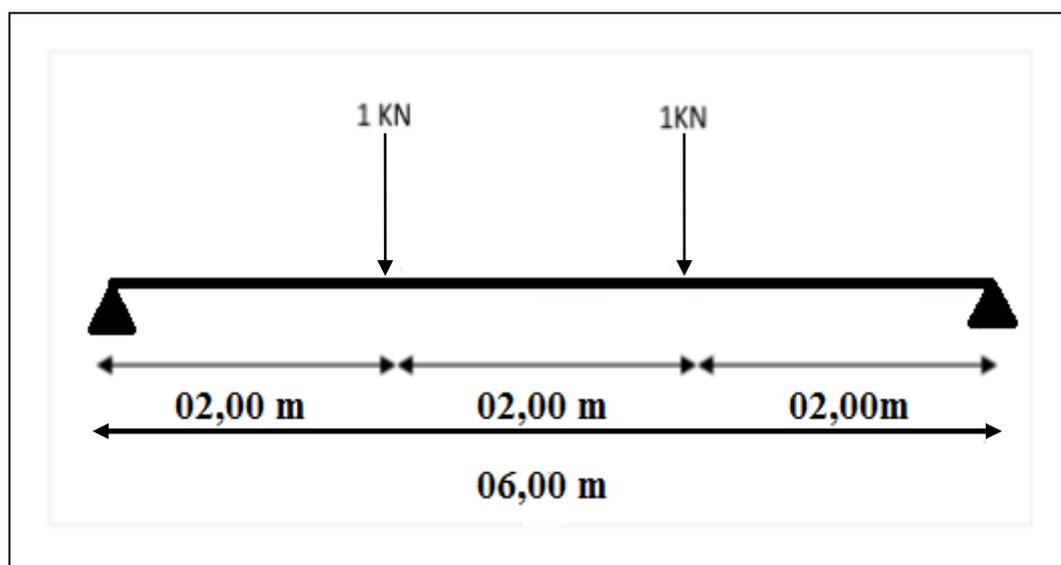


Figure II.1 : Charge d'entretien sur une panne.

II.4 Charges climatiques :

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

Le règlement RNV99-2013[1] s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie, situées à une altitude inférieure à 2000 mètres, cette structure se trouve à une altitude d'environ 90 m.

II.4.1 La charge de neige :

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

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

- S : Charge caractéristique de la neige par unité de surface
- S_k : en (kN/m²) est la charge de neige sur le sol, donnée au [1], en fonction de l'altitude et la zone de neige
- μ : est un coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

II.4.1.1 Charge de neige au sol(S_k) :

La structure se trouve à El-senia dans la wilaya de Oran classée en zone B dont l'altitude (H) est de 90 m. [1].

$$S_k = \frac{0.04 \cdot H + 15}{100} = \frac{0.04 \cdot 90 + 15}{100} = 18.6 \text{ daN/m}^2$$

II.4.1.2 Coefficient d'ajustement (μ) :



Figure II.2 : L'inclinaison des versants.

Notre cas : $\alpha = \beta = \tan^{-1}\left(\frac{1.5}{12}\right) = 7.12^\circ$ Et d'après [1] on a :

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

II.4.1.3 Charge de neige (S) :

$$S = 0,8 \times 18,6 = 14,88 \text{ daN/m}^2$$

II.4.2 Charge du vent :

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

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

1. La direction.
2. L'intensité.
3. La région.
4. Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
5. La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

A/ Données relatives au site :

Le site du projet se trouve à El-senia, la wilaya d'Oran dont les caractéristiques :

✓ Zone de vent II [1]

$q_{ref} = 43,5 \text{ daN/m}^2$ (Annexe A - A.2)

✓ Nature du site plat ($C_t = 1$) [1]

✓ Catégorie du terrain II : (Annexe A - A.3)

	K_T	Z_0	$Z_{min}(m)$	ϵ
Catégorie II	0,190	0,05	2	0,52

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

B/ Détermination de la pression due au vent :

Selon le RNV99 version 2013, la pression due au vent est calculée par la formule :

$$q_j = C_d \times q_{\text{dyn}}(z) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad [\text{daN/m}^2]$$

- ✓ C_d : Coefficient dynamique.
- ✓ q_{dyn} : Pression dynamique du vent calculée à la hauteur z_j .
- ✓ C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- ✓ C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.

B.1. Coefficient dynamique (C_d) :

Le coefficient dynamique C_d dépend de la hauteur et du type de la structure.

La structure du bâtiment étant une structure métallique, dont la hauteur est inférieure à 15m. On prend : $C_d=1$

B.2. Pression dynamique (q_{dyn}) :

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

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

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

$$q_{\text{réf}} = 43,5 \text{ (Zone II)}$$

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

➤ Coefficient d'exposition du vent (C_e) :

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

$C_e(z)$ est donné par :

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

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

I_v : Intensité de la turbulence.

$z(m)$: Hauteur considérée.

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

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées $C_t(z)=1$ Site plat.

b) Coefficient de rugosité $C_r(z)$:

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

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \\ C_r = K_T \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \end{array} \right. \longrightarrow \begin{array}{l} \text{Pour : } z_{\min} \leq z \leq 200 \\ \text{Pour : } z < z_{\min} \end{array}$$

On a $Z=9.5$ m et $z_{\min} = 2$ m ; Alors :

$$\longrightarrow z_{\min} = 2\text{m} < z = 9.5 \text{ m} < 200 \text{ m}$$

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

Pour la paroi verticale : $z = 8$ m :

$$C_r = 0,190 \times \ln\left(\frac{8}{0,05}\right) = 0,964$$

Pour la toiture : $z = 9.5$ m :

$$C_r = 0,190 \times \ln\left(\frac{9.5}{0,05}\right) = 0,996$$

c) Intensité de la turbulence :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{Pour : } z > z_{\min} \\ \text{Pour : } z \leq z_{\min} \end{array}$$

On a $z=9.5$ m $>$ $z_{\min} = 2$ m

Alors

Pour la paroi verticale : $z = 8$ m

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{8}{0,05}\right)} = 0,197$$

Pour la toiture : $z = 9.5 \text{ m}$:

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{9.5}{0.05}\right)} = 0,190$$

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

	C_t	C_r	I_v	$C_e(z)$
Parois verticales	1	0,964	0,197	2.210
Toiture	1	0,996	0,190	2.311

Tableau II.2. Valeurs de $C_e(z)$ pour les parois verticales et toiture.

B.3. Les coefficients de pressions :

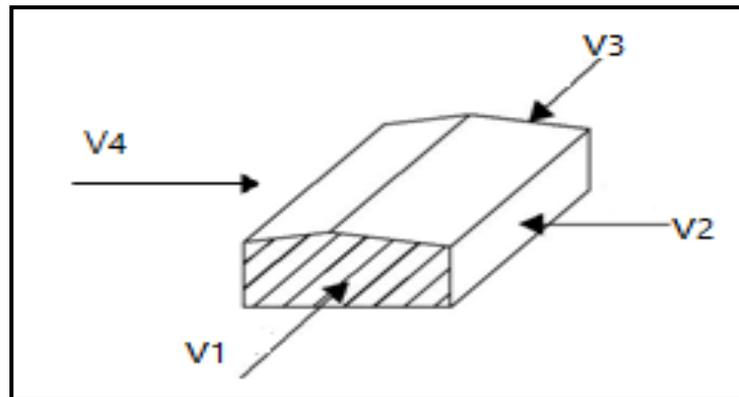


Figure II.3: Actions dues au vent.

- Directions du vent

V1 et V3 : Vent sur pignon.

V2 et V4 : Vent sur long pan.

a) Coefficient de pression extérieure (C_{pe}) :

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

Avec :

b: Dimension perpendiculaire à la direction du vent.

d: Dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

- ✓ $C_{pe}=C_{pe,1}$ si : $S \leq 1 \text{ m}^2$
- ✓ $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10} S$ si : $1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2$
- ✓ $C_{pe} = C_{pe,10}$ si : $S \geq 10 \text{ m}^2$

Avec :

S: désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Pour notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$  $C_{pe} = C_{pe10}$

1) Vent sur pignon sens (V1, V3) :

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

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

Tableau II.3. Valeurs de Cpe10 pour les zones de la paroi verticale directions (V1, V3).

✓ **Parois verticales**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 24 \text{ m} \\ d = 48 \text{ m} \\ h = 8 \text{ m} \end{array} \right.$$

$e = \min (b, 2h) = \min (24 \text{ m}; 2 \times 8 \text{ m})$ (**Annexe A - A.4**)

$e = 16 \text{ m}$

$d=48 \text{ m} > e=16 \text{ m}$

Pour notre cas: $S \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$

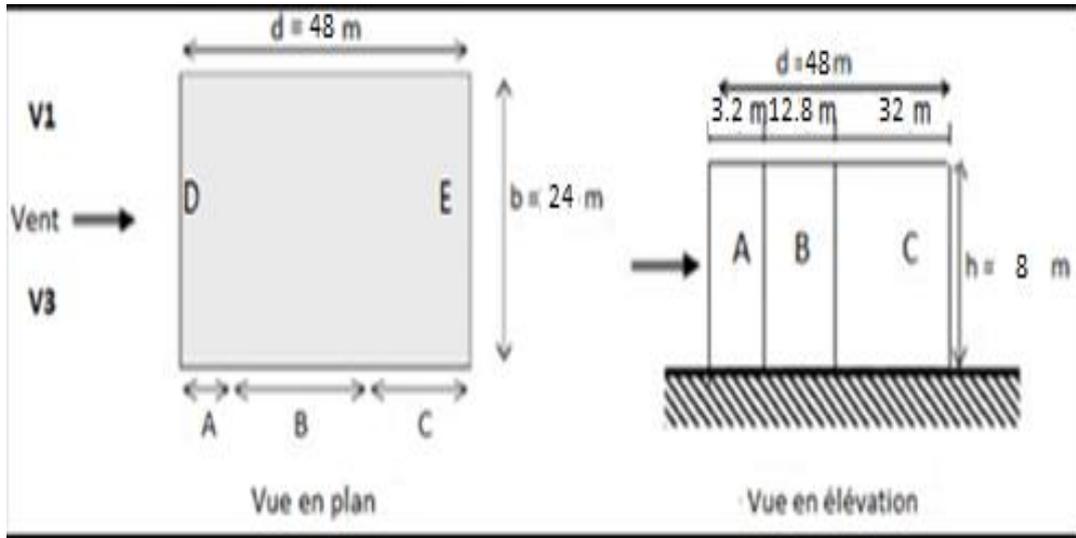


Figure II.4: Division de la paroi verticale selon le chargement du vent directions (V1, V3).

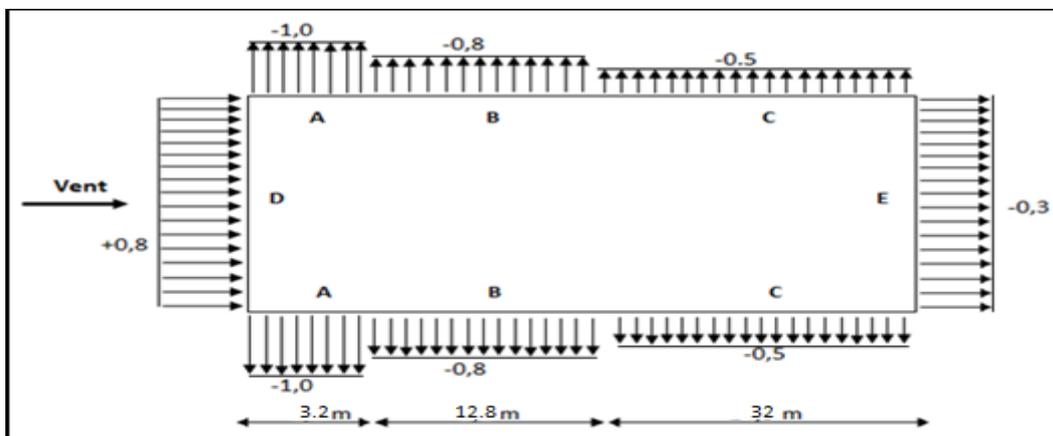


Figure II.5: Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V1, V3).

✓ Toiture

$$\begin{cases} b = 24 \text{ m} \\ d = 48 \text{ m} \\ h = 9.5 \text{ m} \end{cases}$$

$e = \min(b ; 2h) = \min(24 \text{ m} ; 2 \times 9.5 \text{ m})$ (Annexe A - A.4)

$e = 19 \text{ m}$

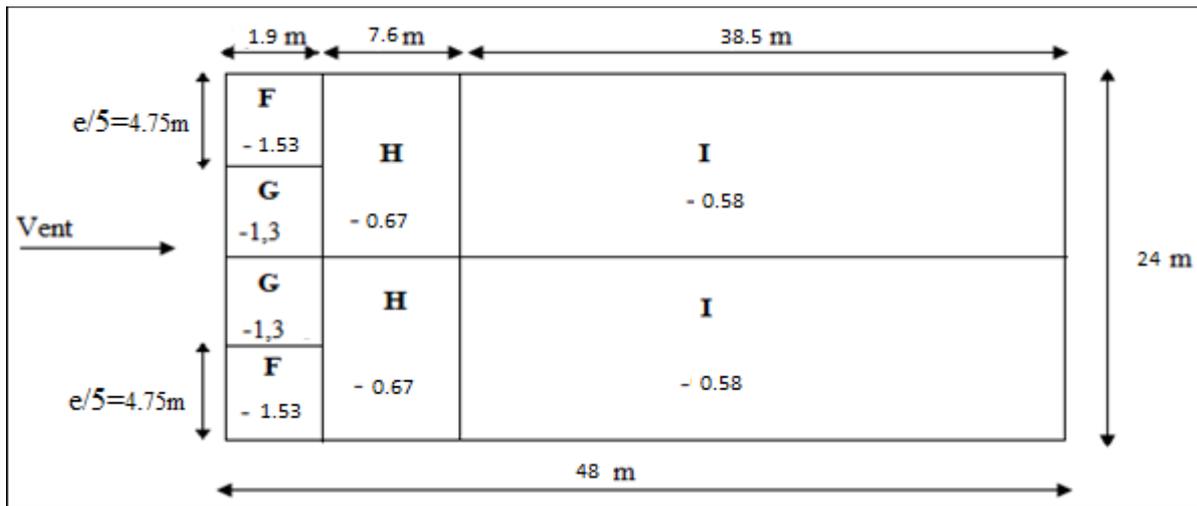


Figure II.6: Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la toiture directions (V1,V3).

(Annexe A - A.6)

2) Vent sur long pan sens (V2, V4) :

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

✓ **Parois verticales**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 48 \text{ m} \\ d = 24 \text{ m} \\ h = 8 \text{ m} \end{array} \right.$$

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

$e = 16 \text{ m}$

$d = 24 \text{ m} > e = 16 \text{ m}$

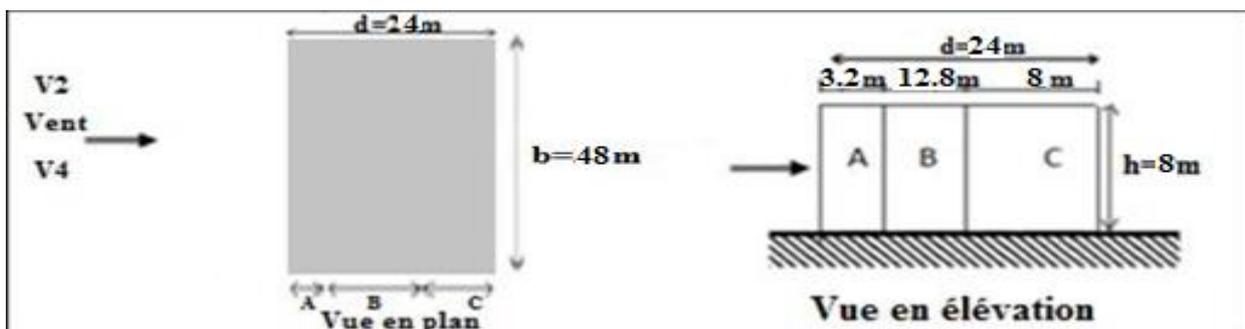


Figure II.7: Division de la paroi verticale selon le chargement du vent directions (V2, V4).

Pour notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$

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

Tableau II.4. Valeurs de $C_{pe.10}$ pour les zones de la paroi verticale directions (V2, V4).

(Annexe A - A.5)

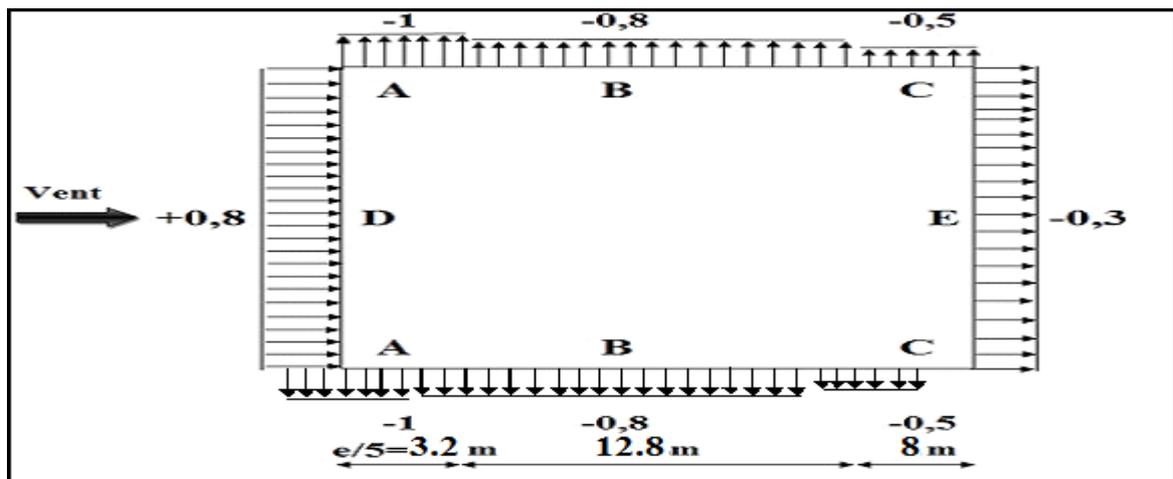


Figure II.8: Valeurs de $C_{pe.10}$ pour les zones de la paroi verticale directions (V2, V4).

✓ Toiture :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 48 \text{ m} \\ d = 24 \text{ m} \\ h = 9.5 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$e = \min(b ; 2h) = \min(48 \text{ m} ; 2 \times 9.5 \text{ m})$$

$$e = 19 \text{ m}$$

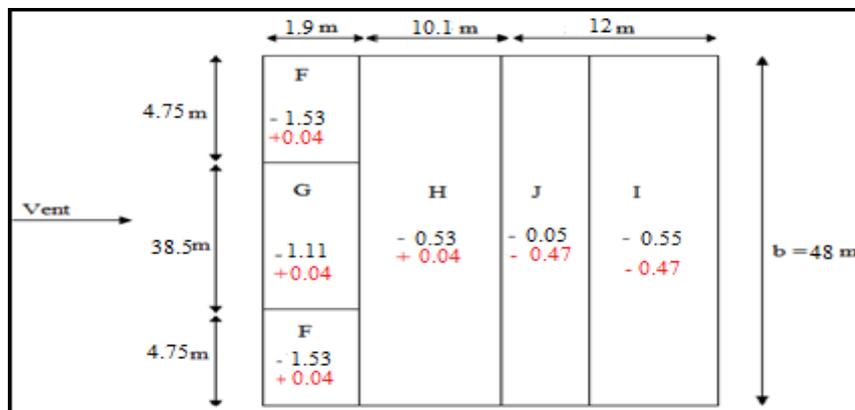


Figure II.9: Valeurs de $C_{pe.10}$ pour les zones de la toiture directions (V2, V4).

b) Coefficient de pression intérieur (C_{pi}) :

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

L'indice de perméabilité μ_p est défini comme suite :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent } C_{Pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

1/ Sens V1 et V3 :

$$\mu_p = \frac{8 \times (2 \times 1) + (4 \times 4)}{2 \times (4 \times 4) + 8 \times (2 \times 1)} = 0.66$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{d} = 0,16 \\ \mu_p = 0,66 \end{array} \right. \quad (\text{Annexe A. A-8})$$

D'après le graphe (Figure 5.14. RNV 2013), on obtient : $C_{pi} = -0,04$ voir (ANNEXE A).

2/ Sens V2 et V4 :

$$\mu_p = \frac{4 \times (2 \times 1) + 2 \times (4 \times 4)}{2 \times (4 \times 4) + 8 \times (2 \times 1)} = 0.83$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{d} = 0,33 \\ \mu_p = 0.83 \end{array} \right.$$

D'après le graphe (Figure 5.14 RNV 2013) on obtient : $C_{pi} = -0,25$ (Annexe A. A-8)

B.4. Valeurs de la pression due au vent (q_j) :

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

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

✓ **Parois verticales :**

Zones	C_d	$C_e(z)$	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{réf}$	q_j [daN/m ²]
A	1	2,210	96.135	-1,0	-0.04	-0.96	43,5	-92.28
B	1	2,210	96.135	-0,8	-0.04	-0.76	43,5	-73.06
C	1	2,210	96.135	-0,5	-0.04	-0.46	43,5	-44.22
D	1	2,210	96.135	+0,8	-0.04	+0,84	43,5	+80.75
E	1	2,210	96.135	-0,3	-0.04	-0.26	43,5	-24.99

Tableau II.5. Pressions pour les parois verticales directions du vent (V1, V3) [daN/m²].

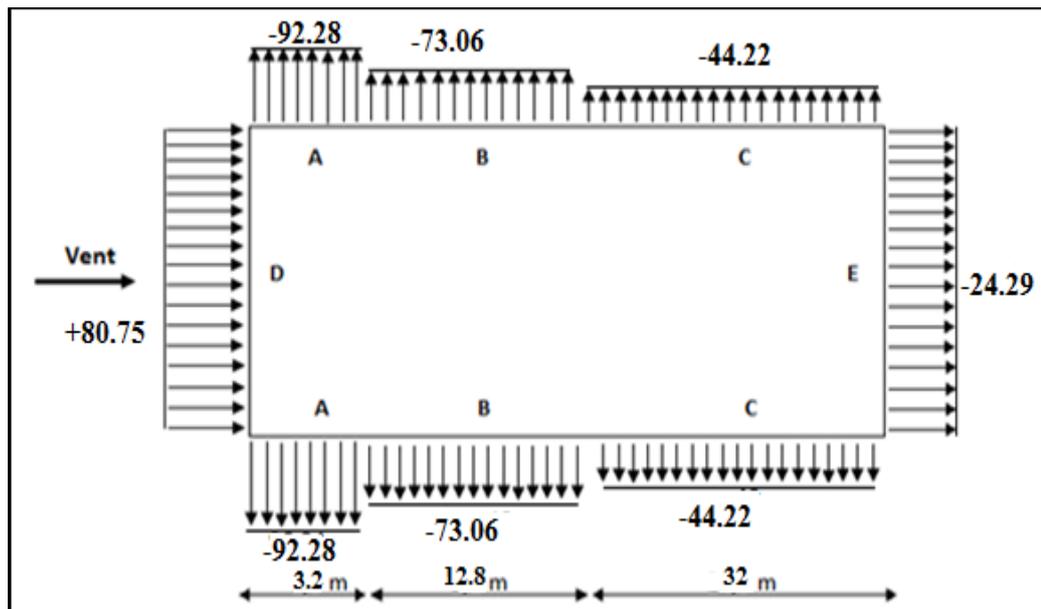


Figure II.10: Pressions sur les parois verticales directions du vent (V1, V3) [daN/m²].

✓ **Toiture :**

Zones	C_d	Q_{dyn}	$C_e(z)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{réf}$	q_j [daN/m ²]
F	1	100.52	2.311	-1,53	-0.04	-1,49	43,5	-149.77
G	1	100.52	2.311	-1,3	-0.04	-1,26	43,5	-126.65
H	1	100.52	2.311	-0,67	-0.04	-0,63	43,5	-63.32
I	1	100.52	2.311	-0,58	-0.04	-0,54	43,5	-54.28

Tableau II.6. Pressions pour la toiture directions du vent (V1, V3) [daN/m²].

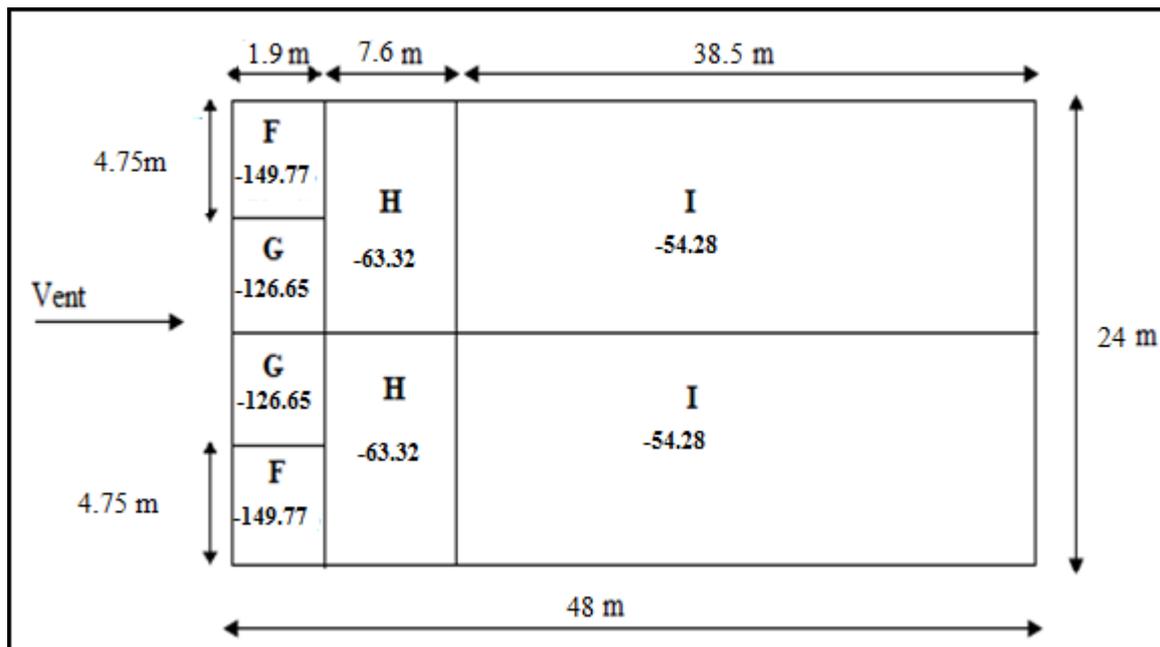


Figure II.11: Pressions sur la toiture directions du vent (V1, V3) [daN/m²].

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

✓ **Parois verticales :**

Zone	C_d	C_e	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_j(\text{daN/m}^2)$
A	1	2.210	96.135	-1	-0,25	-0,75	- 72.10
B	1	2.210	96.135	-0,8	-0,25	-0,55	- 52.87
C	1	2.210	96.135	-0,5	-0,25	-0,25	- 24.03
D	1	2.210	96.135	+0,8	-0,25	+1,05	+ 100.94
E	1	2.210	96.135	-0,3	-0,25	-0.05	- 4.80

Tableau II.7. Pressions pour les parois verticales directions du vent (V2, V4) [daN/m²].

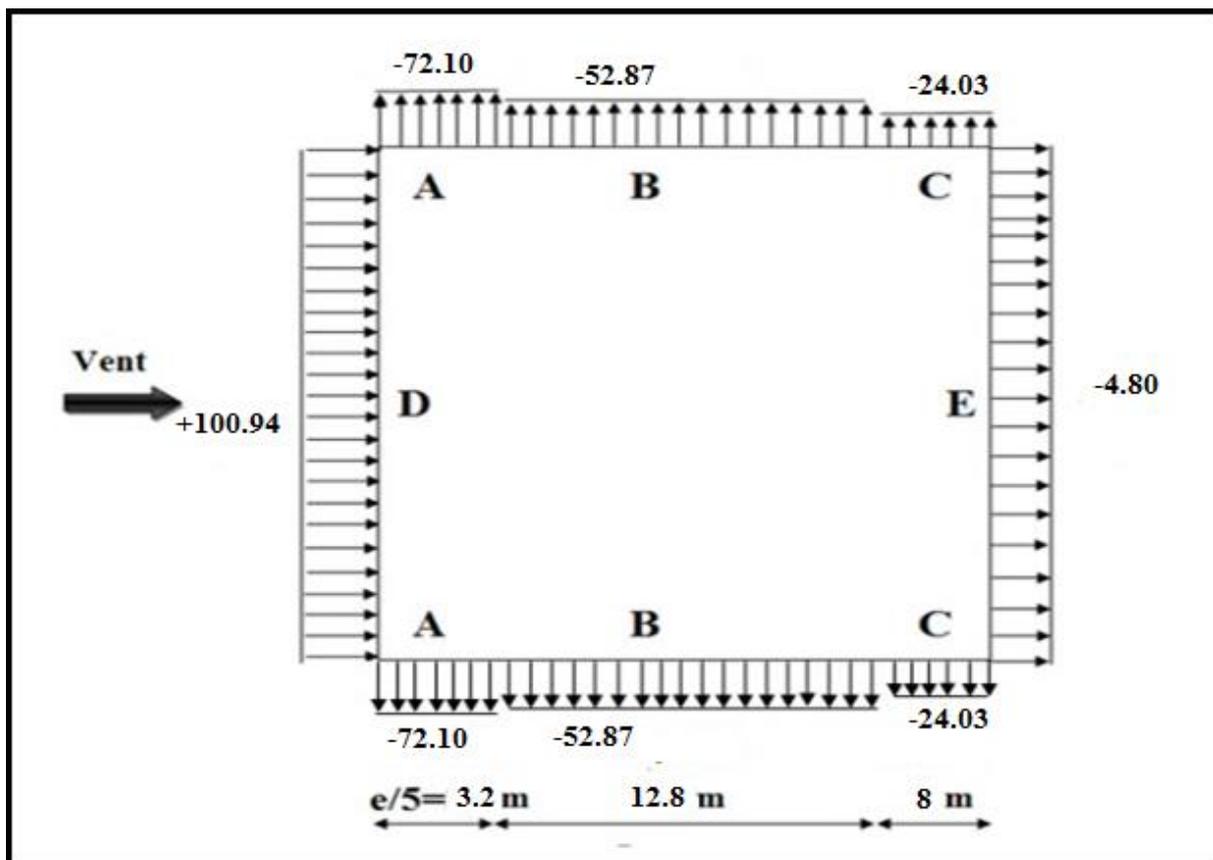


Figure II.12: Pressions sur les parois verticales directions du vent (V2, V4) [daN/m²].

✓ Toiture :

Zones	C_d	Q_{dyn}	$C_e(z)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{réf}$	q_j [daN/m ²]
F	1	100.52	2.311	-1,53 +0,04	-0,25	-1.28 +0.29	43,5	-128.66 +29.15
G	1	100.52	2.311	-1.11 +0,04	-0,25	-0,86 +0,29	43,5	-86.44 +29.15
H	1	100.52	2.311	-0,53 +0,04	-0,25	-0,28 +0,29	43,5	-28.14 +29.15
J	1	100.52	2.311	-0,05 -0.47	-0,25	+0.2 -0.22	43,5	+20.10 -22.11
I	1	100.52	2.311	-0,55 -0.47	-0,25	+0,30 -0.22	43,5	+30.15 -22.11

Tableau II.8. Pressions pour la toiture directions du vent (V2, V4) [daN/m²].

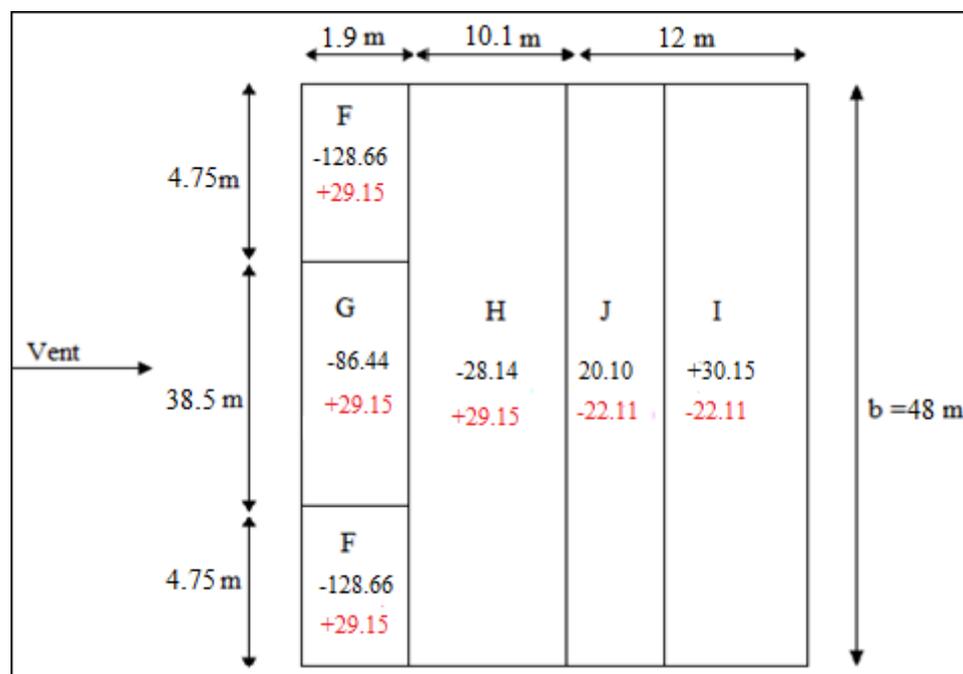


Figure II.13: Pressions sur la toiture directions du vent (V2, V4) [daN/m²].

C. Détermination des forces de frottement du vent :

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

Condition à vérifier :

$$2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$$

➤ **Directions (V1, V3) :**

$$2 \times (48 \times 8) < 4 \times (2 \times 24 \times 8)$$

$$768 \text{ m}^2 < 1536 \text{ m}^2$$

Condition vérifiée.

➤ **Directions (V2, V4) :**

$$2 \times (24 \times 8) < 4 \times (2 \times 48 \times 8)$$

$$384 \text{ m}^2 < 3072 \text{ m}^2$$

Condition vérifiée.

Donc il n'y a pas des forces de frottement sur les parois

III.3 Conclusion :

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

CHAPITRE III

Dimensionnement

Des éléments secondaires

III.1. INTRODUCTION :

Ce chapitre consiste à dimensionner les éléments secondaires de la structure. Les éléments secondaires représentent l'ossature nécessaire au support de la couverture et du bardage :

- Les chéneaux d'eau.
- Les pannes.
- Les lisses de bardage.
- L'échantignole.
- Les potelets.

III.2. ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRE :

III.2.1. Calcul des chéneaux :

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

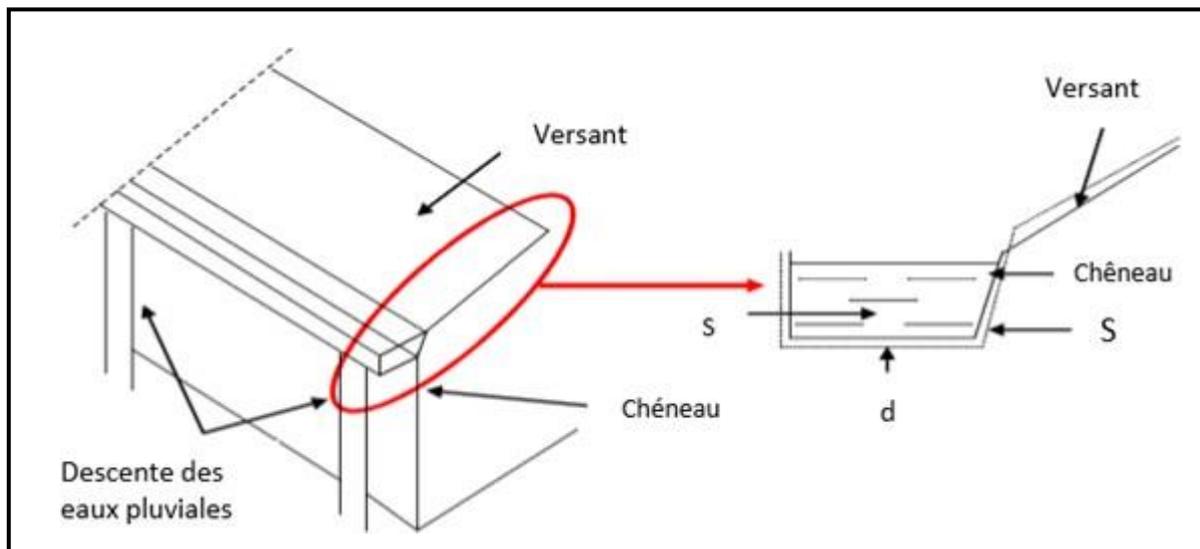


Figure III. 1: Chéneau d'eau.

III.2.1.1. Calcul de la section et du diamètre du chéneau :

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

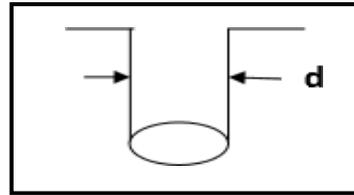


Figure III. 2 : Moignon cylindrique.

Avec :

- s : Section transversale du chéneau en cm^2 .
- S : Surface couverte du versant en m^2
- d : Périmètre de la section mouillée du chéneau en cm .
- p : Pente du chéneau. $P=2 \text{ mm /m}$.
- $S = 48 \text{ m} \times 12 \text{ m} = 576 \text{ m}^2$

$d = 20 \text{ cm}$ (Annexe B. B-1)

$s = 500 \text{ cm}^2$ (Annexe B. B-2)

Pour un chéneau moignon cylindrique et sans trop-plein.

III.2.2 Calcul des pannes :

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en « I, ou en U ». Elles sont destinées à supporter la couverture tout en assurant une bonne transmission des charges et surcharges qui s'appliquent sur cette dernière à la traverse ou bien la ferme. Elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, aux actions climatiques et à la surcharge d'entretien. Elles sont disposées perpendiculairement aux traverses des portiques[CCM97]. [4].

Dans notre structure nous utilisons des IPE.

III.2.2.1 Espacement entre pannes :

L'espacement entre pannes est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture. L'espacement entre les pannes est de 1m

III.2.2.1.1 Charges à prendre en considération :

➤ Charges permanentes :

Poids propre de la couverture en panneau sandwich $G = 14,2 \text{ daN/m}^2$ voir (ANNEXE B.B-8).

➤ **Charges d'entretien :**

La charge d'entretien est égale aux poids d'un ouvrier et son matériel $Q=1 \text{ KN/m}^2$

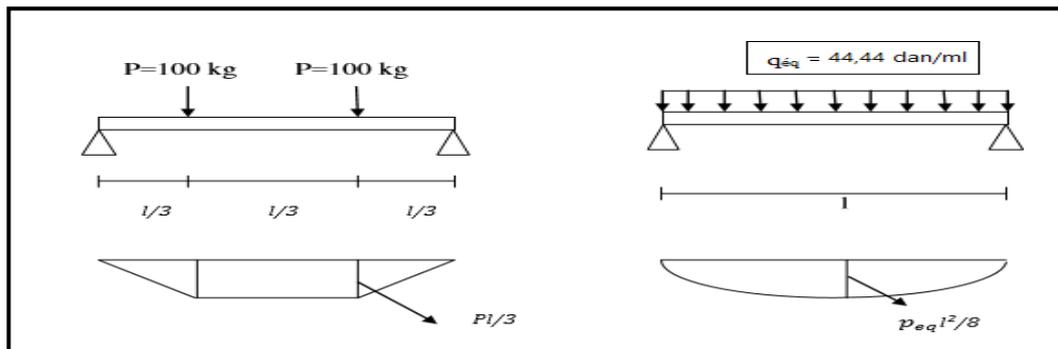


Figure III. 3 : Diagramme des moments maximum.

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

➤ **Action du vent :** $W = -149,77 \text{ daN/m}^2$ (toiture V1, V3)

➤ **Action de la neige :** $S = 17,04 \text{ daN/m}^2$

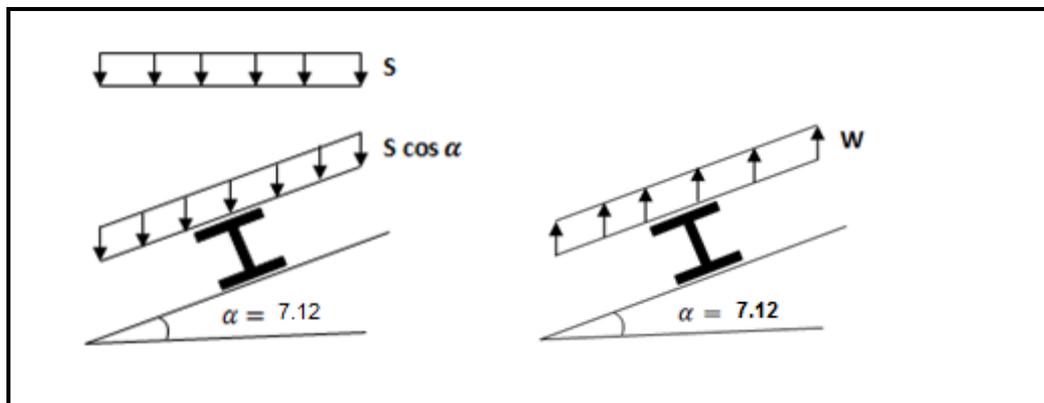


Figure III. 4 : Cas de l'effet de neige

Figure III. 5 : Cas de l'effet de vent

III.2.2.1.2 Combinaison des charges :

- $q_1 = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times (14,2 \times 1) + 1,5 \times (44,44) = 85,83 \text{ daN/ml}$

Plan (y-y) :

- $q_2 = [1,35 G + 1,5 S] \cos \alpha = 44,38 \text{ daN/ml}$

Plan (z-z) :

- $q_2 = [1,35 G + 1,5 S] \sin \alpha = [1,35 \times (14,2 \times 1) + 1,5 \times (17,04 \times 1 \times \sin 7,12)]$
 $q_2 = 5,54 \text{ daN/ml}$

Plan (y-y) :

- $q_3 = G \cos \alpha = 1 \times 14.2 \cos 7.12 = 14.09 \text{ daN/ml}$
- $q_4 = 1,35 \times G \cos \alpha = 1,35 \times (1 \times 14.2) \cos 7.12 = 19.02 \text{ daN/m}^2$

Plan (z-z) :

- $q_2 = G \sin \alpha - 1,5 \cdot W = 14.2 \times 1 \sin 7.12 - 1,5 \times (1 \times 149.77)$
 $q_2 = -222.89 \text{ daN/ml}$
- $q_{\max} = \max (q_1, q_2, q_3, q_4) = -222.89 \text{ daN/ml}$

III.2.2.1.3 Vérification de la flèche de la toiture :

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

Avec :

$$F_{v\max} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm.}$$

Condition de la flèche :

• Plan (y-y) :

$$F_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$F_y = \frac{5 \times 5.54 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 541}$$

$$F_y = 0.822 \text{ cm}$$

• Plan (z-z) :

$$F_z = \frac{5 \times q_z \times (l_z/2)^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$F_z = \frac{5 \times 222.89 \times 10^{-2} \times (600/2)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 44.9}$$

$$F_z = 1.49 \text{ cm}$$

La flèche résultante :

$$F_{\max} = \sqrt{F_{z\max}^2} + \sqrt{F_{y\max}^2}$$

$$F_{\max} = \sqrt{2.49^2} + \sqrt{0.822^2}$$

$$F_{\max} = 2.31 \text{ cm} < F_{u\max} = 3,38 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée suivant l'axe (y-y) et (z-z), donc le profilé en IPE140 satisfait la condition de la flèche.

III.2.2.2 Prédimensionnement des pannes :

Calcul des moments sollicitant à l'ELU

Plan (y-y) :

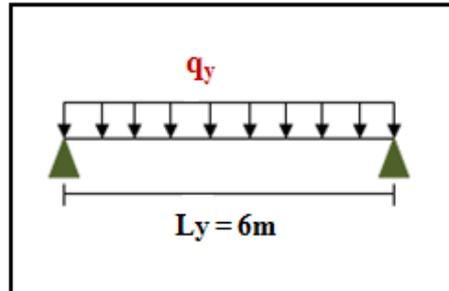


Figure III. 6 : Répartition de la charge suivant l'axe y-y.

$$M_{y, sd} = \frac{qy \times l^2}{8} = \frac{5.54 \times 6^2}{8}$$

$$M_{y, sd} = 24.43 \text{ daN.m}$$

On suppose que le profilé est de classe 1 ou 2 :

$$W_{ply} \geq \frac{M_{y, sd}}{F_y} \times \gamma_{mo}$$

$$W_{ply} \geq \frac{0.24 \times 10^6}{235} \times 1,5$$

$$W_{ply} = 15.31 \text{ cm}^3$$

Plan (z-z):

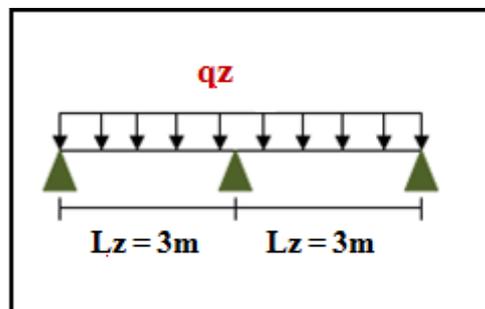


Figure III. 7 : Répartition de la charge suivant l'axe z-z

$$M_{z, sd} = \frac{qz \times l^2}{8} = \frac{222.89 \times 3^2}{8}$$

$$M_{z, sd} = 250.75 \text{ daN.m}$$

On suppose que le profilé est de classe 1 ou 2 :

$$W_{plz} \geq \frac{M_{zsd}}{F_y} \times \gamma_{mo}$$

$$W_{plz} \geq \frac{2.50 \times 10^6}{235} \times 1,5$$

$$W_{plz} = 15.95 \text{ cm}^3$$

Nous optons pour un IPE140

III.2.2.2.1 Choix du profilé :

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	P Kg/m	A cm ²	h mm	B Mm	t _f Mm	t _w mm	d Mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
IPE140	12,9	16,4	140	73	6,9	4,7	112,2	541	44,92	88,3	19,3

Tableau III. 1 : Caractéristiques du profilé IPE140

III.2.2.3 Dimensionnement des pannes :

➤ G : Charge permanente

Poids de la couverture $g_p = 14.2 \text{ daN/m}^2$ (TL75) (ANNEXE B-7).

Poids de la panne (estimé IPE140) : $g_p = 12,9 \text{ daN/m}^2$

➤ Q : Charge d'entretien

$Q=100 \text{ daN}$ 2 charges ponctuelles de 100 daN au 1/3 et 2/3 de la portée de la panne (sur deux appuis simples).

➤ Action climatique

Neige (s) = $17,04 \text{ daN/m}^2$ Vent (w) = -149.77 daN/m^2

III.2.2.3.1 Détermination des sollicitations

La pente du versant : $\alpha = 7.12^\circ$

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

III.2.2.3.2 Combinaison des charges avec poids propre inclus :

Plan (y-y)

- $q_1 = (1,35G + 1,5Q) \cos \alpha$
- $q_1 = [(1,35 \times 1 \times 14,2) + (1,35 \times 12,9) + 1,5 \times 44,44] \cos 7,12^\circ$
- $q_1 = 102,44 \text{ daN/ml}$
- $q_2 = (1,35G + 1,5S) \cos \alpha$
- $q_2 = [1,35 \times (1 \times 14,2 + 12,9) + (1,5 \times 1 \times 17,04)] \cos 7,12^\circ = 61,94 \text{ daN/ml}$
- $q_3 = G \cos \alpha$
- $q_3 = (1 \times 14,2 + 12,9) \cos 7,12^\circ = 26,89 \text{ daN/ml}$
- $q_4 = 1,35G \cos \alpha$
- $q_4 = [1,35 \times (1 \times 14,2 + 12,9)] \cos 7,12^\circ = 36,30 \text{ daN/ml}$

Plan (z-z) :

- $q_1 = (1,35G + 1,5Q) \sin \alpha$
- $q_1 = [(1,35 \times 1 \times 14,2) + (1,35 \times 12,9) + 1,5 \times 44,44] \sin 7,12^\circ = 12,79 \text{ daN/ml}$
- $q_2 = (1,35G + 1,5S) \sin \alpha$
- $q_2 = [1,35 \times (1 \times 14,2 + 12,9) + (1,5 \times 1 \times 17,04)] \sin 7,12^\circ = 39,75 \text{ daN/ml}$
- $q_3 = G \sin \alpha - 1,5W$
- $q_3 = [(1 \times 14,2 + 12,9) \sin 7,12^\circ - (1,5 \times 1 \times 149,77)] = -208,85 \text{ daN/ml}$

III.2.2.3.3 Calcul des moments sollicitant à l'ELU :

$$M_{y, sd} = \frac{qy \times l^2}{8} = \frac{102,44 \times 6^2}{8}$$

$$M_{y, sd} = 460,98 \text{ daN.m}$$

$$M_{z, sd} = \frac{qz \times (l/2)^2}{8} = \frac{208,85 \times 3^2}{8}$$

$$M_{z, sd} = 234,95 \text{ daN.m}$$

III.2.2.3.4 Classe du profilé :

- Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{73/2}{6,9} = 5,9 < 10\varepsilon \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Classe de l'âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,87 < 72\varepsilon \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc le profilé est de classe 1.

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

$$\varepsilon = 1$$

III.2.2.4 Vérification de la panne :

III.2.2.4.1 Vérification au cisaillement :

$$V_{y, sd} \leq V_{ply, rd} = \frac{A_{vy} \times \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{mo}}$$

Avec :

- $A = 16,4 \times 10^2 \text{ mm}^2$
- $A_{vz} = 9,66 \times 10^2 \text{ mm}^2$
- $A_{vy} = 2 \cdot b \cdot t_f = 2 \times 73 \times 6,9 = 1007,4 \text{ mm}^2$
- $V_{ply, rd} = \frac{1007,4 \times 2350 / \sqrt{3}}{1,1} = 1242557,507 \text{ daN}$
- $V_{plz, rd} = \frac{9,66 \times 2350 / \sqrt{3}}{1,1} = 11914,93 \text{ daN}$
- $V_{z, sd} = \frac{q_{z, sd} \times l}{2} = \frac{208,85 \times 12}{2} = 1253,1 \text{ daN}$
- $V_{y, sd} = \frac{q_{y, sd} \times l}{2} = \frac{102,44 \times 12}{2} = 614,64 \text{ daN}$

$$V_{y, sd} \leq V_{ply, rd} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$V_{z, sd} \leq 0,5 \cdot V_{plz, sd} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.2.2.4.2 Vérification des contraintes :

Les pannes travaillent à la flexion déviée, il faut donc vérifier :

$$\left(\frac{M_{y, sd}}{M_{y, rd}} \right) \alpha + \left(\frac{M_{z, sd}}{M_{z, rd}} \right) \beta \leq 1 \quad (1) \quad (5.35 \text{ page 68 CCM97})$$

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

$$M_{y,pl,rd} = W_{pl,y} \times \frac{fy}{\gamma} = 88,3 \times \frac{2350}{1,1} = 188726,36 \text{ daN.cm}$$

$$M_{z,pl,Rd} = W_{pl,z} \times \frac{fy}{\gamma} = 19,3 \times \frac{2350}{1,1} = 41125 \text{ daN.Cm}$$

AN :

$$(1) \rightarrow \left(\frac{460,98 \times 10^2}{188726,36} \right)^2 + \left(\frac{234,95 \times 10^2}{41125} \right)^1 = 0,63 < 1 \text{ condition vérifiée.}$$

Donc, les pannes en IPE140 vérifient les contraintes de la flexion déviée

III.2.2.4.3 Vérification de la flèche :

Les combinaisons des charges à (ELS) avec poids propre inclus :

On prend la combinaison la plus défavorable :

Plan (y-y) :

- $q_3 = (G+Q) \cos \alpha$
- $q_3 = [(14,2 + 12,9) + 44,44] \cos 7,12^\circ$
- $q_3 = 70,98 \text{ daN/ml}$

Plan (z-z) :

- $q_3 = G \sin \alpha - 1,5W$
- $q_3 = (1 \times 14,2 + 12,9) \sin 7,12^\circ - 1,5 \times 149,77$
- $q_3 = -208,85 \text{ daN/ml}$

$$f_{ud} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 \times 70,98 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 541} = 1,05 < f_{ud} \text{ condition vérifiée.}$$

$$f_z = \frac{5 \times 208,85 \times 10^{-2} \times 600/2^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 44,9} = 2,33 < f_{ud} \text{ condition vérifiée.}$$

III.2.2.4.4 Vérification de la panne vis-à-vis du déversement :

Il n'ya pas lieu de vérifier la panne vis-à-vis du déversement puisque la panne est prémunie contre le déversement par utilisation des liernes.

III.2.2.5 Conclusion :

La section en **IPE140** assure une bonne résistance vis-à-vis du différent cas d'instabilités. Donc il est convenable d'assurer le rôle des pannes.

III.2.3 Calcul des liernes :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Ils sont généralement formés de barres rondes (voir des câbles) ou de petites cornières. Elles ont pour rôle principal d'éviter la déformation latérale des pannes ; c'est-à-dire, le déversement elles réduisent indirectement la flèche « fz ».

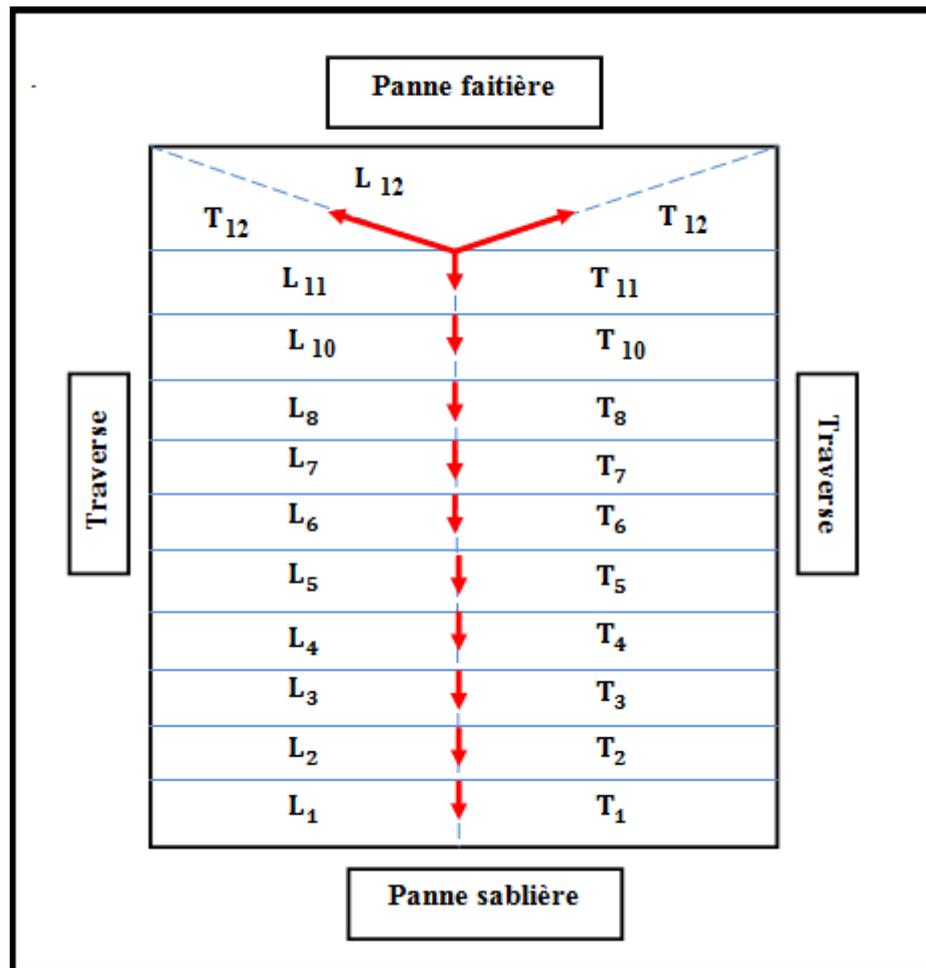


Figure III. 8 : Position des liernes

III.2.3.1 Effort de traction dans le tronçon de lierne L₁ provenant de la panne sablière :

$$R = 1,25 \cdot qy \times \frac{l}{2} = 1.25$$

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{47.96}{2} = 23.98 \text{ daN}$$

Effort de traction dans les autres tronçons :

- Effort dans le tronçon L₂ : $T_2 = R + T_1 = 47.96 + 23.98 = 71.94$
- Effort dans le tronçon L₃ : $T_3 = R + T_2 = 47.96 + 71.94 = 119.9$
- Effort dans le tronçon L₄ : $T_4 = R + T_3 = 47.96 + 119.94 = 167.86$
- Effort dans le tronçon L₅ : $T_5 = R + T_4 = 47.96 + 167.86 = 215.52$
- Effort dans le tronçon L₆ : $T_6 = R + T_5 = 47.96 + 215.52 = 299.48$
- Effort dans le tronçon L₇ : $T_7 = R + T_6 = 47.96 + 299.48 = 347.44$
- Effort dans le tronçon L₈ : $T_8 = R + T_7 = 47.96 + 347.44 = 395.23$

- Effort dans le tronçon L9 : $T_9 = R + T_8 = 47.96 + 395.23 = 443.19$
- Effort dans le tronçon L10 : $T_{10} = R + T_9 = 47.96 + 443.19 = 491.15$
- Effort dans le tronçon L11 : $T_{11} = R + T_{10} = 47.96 + 491.15 = 539.11$

Effort dans les diagonales L₁₁ :

$$2T_{12}\sin\theta = T_{11}$$

$$\theta = \tan^{-1}\frac{1}{3} = 18.43^\circ$$

$$T_{12} = \frac{T_{11}}{2\sin\theta} = \frac{539.11}{2\sin(18.43)} = 852.62 \text{ daN}$$

III.2.3.2 Dimensionnement des liernes :

Pour le dimensionnement des liernes tendus, les règles du CCM97 imposent la vérification suivante :

$$N_{sd} < N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma m_0}$$

Avec :

N_{sd} = Effort normal sollicitant

$$N_{sd} = T_{\max} = 852.62 \text{ daN}$$

$N_{pl,Rd}$ = Effort normal résistant.

Le tronçon le plus sollicité est : L₁₂

$$N_{sd} = T_{12} = 852.62 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = T_{12} < \frac{A \times f_y}{\gamma m_0}$$

$$A > \frac{T_{12} \times \gamma m_0}{f_y} = \frac{852.62 \times 1.1}{2350} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\pi \times \varnothing^2}{4}$$

$$\varnothing = \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}} = \frac{4 \times 0.39}{\pi}$$

$$\rightarrow \varnothing = 0,70 \text{ cm}$$

Soit une barre tendue de diamètre $\varnothing = 8 \text{ mm}$

III.2.3.3 Conclusion :

Pour plus de sécurité on opte pour une barre ronde de diamètre $\varnothing = 10 \text{ mm}$

III.2.4 Calcul de l'échantignole :

L'échantignole est un dispositif de fixation qui permet d'attacher les pannes aux traverses, elle est dimensionnée en flexion sous l'effet de l'effort de soulèvement du vent et de l'effort suivant le versant.

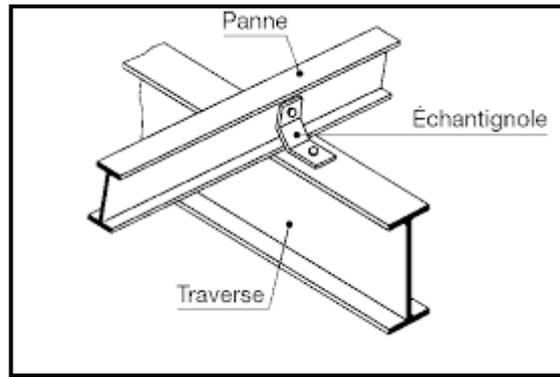


Figure III.9 : Vue de l'échantignole

III.2.4.1 Dimensionnement de l'échantignole :

➤ L'excentricité « t » :

« t » est limité par la condition suivante :

$$2 \times \left(\frac{bf}{2} \right) < t < 3 \times \left(\frac{bf}{2} \right)$$

Pour un IPE140 on a :

$$\begin{cases} b = 73 \text{ mm} \\ h = 140 \text{ mm} \end{cases}$$

$$73 \leq t \leq 140$$

On prend $t = 80 \text{ mm} = 8 \text{ cm}$

➤ Calcul du moment du renversement « Mr » :

(Mr) sera déterminé par rapport à la section d'encastrement

$$\begin{cases} M_r = R_y \times t + R_z \times \frac{h}{2} \\ R_y = Q_{y\text{sd}} \times \frac{l}{2} \\ R_z = Q_{z\text{sd}} \times \frac{l}{2} \end{cases}$$

$$Q_{y\text{sd}} = 1,35G \sin \alpha = 4.53 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{z\text{sd}} = G \cos \alpha - 1,5W = -197.76 \text{ daN/ml}$$

$$\begin{cases} R_y = 13.59 \text{ daN} \\ R_z = -593.28 \text{ daN} \end{cases}$$

➤ **Echantignole de rive :**

$$\begin{cases} R_{ya} = 13.59 \text{ daN} \\ R_{za} = -593.28 \text{ daN} \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow M_r = R_{ya} \times t + R_{za} \times \frac{h}{2} = 13.59 \times 8 + 593.28 \times 7$$

$$M_r = 4261.68 \text{ daN.cm}$$

➤ **Echantignole intermédiaire :**

$$R_y = 2R_{yr} = 2(13.59) = 27.18 \text{ daN}$$

$$R_z = 2R_{zr} = 2(-593.28) = -1186.56 \text{ daN}$$

$$\Leftrightarrow M_r = 27.18 \times 8 + 1186.56 \times 7$$

$$M_r = 8523.36 \text{ daN.cm}$$

➤ **Calcul de l'épaisseur de l'échantignole :**

Généralement les échantignoles sont des tôles pliées à froid, de la classe minimale.

$$\Leftrightarrow \text{(classe 3)}$$

$$M_{sd} \leq M_{rd}$$

$$M_{sd} = M_r \leq \frac{w_{el} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$W_{el} > \frac{M_r \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{4261.68 \times 1,1}{2350}$$

$$W_{el} \geq 1,99 \text{ cm}^3$$

Pour les sections rectangulaires :

$$\rightarrow W_{el} = \frac{b \times e^2}{6}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times e^2}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 1,99}{14}} = 0,92 \text{ cm}$$

Avec :

$$b = 14 \text{ cm}$$

Donc on prend un échantignole d'épaisseur $e=10 \text{ mm}$.

III.2.5 Calcul des lisses de bardage :

Les lisses de bardage sont des éléments secondaires de profilé laminé qui sont constituées de poutrelles (IPE, UAP, UPN) ou de profils minces pliés (C, Z). Les lisses de bardage sont généralement des U voire des profils en tôle mince à froid. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. Les lisses de bardage permettent de transférer les charges de vent pression ou dépressions subies par le bardage aux poteaux (ou potelets).

L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

• **Espacement des lisses :**

Espacement des lisses : $e = 1\text{m}$.

Espacement des lisses $\left\{ \begin{array}{l} \text{Long-pan} \rightarrow 1 \text{ m} \\ \text{Pignon} \rightarrow 1 \text{ m} \end{array} \right.$

Nombre de lisse $\left\{ \begin{array}{l} \text{Long-pan} \rightarrow n = 7 \\ \text{Pignon} \rightarrow n = 8 \end{array} \right.$

III.2.5.1 Dimensionnement des lisses :

III.2.5.1.1 Evaluation des charges et surcharges :

Charge permanentes « G » :

P_0 : poids propre du bardage (panneau sandwich)

Poids du bardage : LL35 $\rightarrow g_e = 10,9 \text{ daN/m}^2$ (ANNEXE B-8)

Poids de la lisse (estimée) $\rightarrow g_p = 18.8 \text{ Kg/m}$ (UPN160)

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	P Kg/m	A cm ²	H Mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{el-y} cm ³	W _{el-z} cm ³
UPN 160	18.8	24	160	65	10.5	7.5	115	925	85.3	116	18.3

Tableau III. 2: Caractéristiques du profilé UPN 160

➤ **Surcharges climatiques (dans le plan de l'âme)**

Pression du vent $\rightarrow W = 100.94 \text{ daN/m}$ (parois vertical V₁, V₃)

III.2.5.2 Vérification de lisse de bardage :

III.2.5.2.1 Vérification à l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante :

$$V_{y,sd} < V_{plz,rd}$$

$$V_{z,sd} < 0,5V_{plz,rd}$$

- Suivant l'axe (y-y) :

$$Q_y = 40.09 \text{ daN}$$

$$V_{y, sd} = \frac{q_y \times l}{2} = \frac{40.09 \times 6}{2} = 120.27 \text{ daN}$$

$$A = 24 \text{ cm}^2$$

$$A_{vy} = 2bt_f = 13.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{vz} = 12.6 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_{ply, rd} = 0,58 \times \frac{A_{vy} \times f_y}{\gamma_{mo}} = 0,58 \times \frac{13.65 \times 235}{1,1} = 2916.13 \text{ daN}$$

$$V_{ply, rd} = 2916.13 \text{ daN} > V_{y, sd} = 120.27 \text{ daN.} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Suivant l'axe (z-z):

$$Q_z = 151.41 \text{ daN}$$

$$A_{vz} = 12.6 \text{ cm}^2$$

$$V_{z, sd} = \frac{q_z \times l}{2} = \frac{151.41 \times 6}{2} = 454.23 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow V_{plz, rd} = 0,58 \times \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{mo}} = 0,58 \times \frac{12.6 \times 235}{1,1} = 1561.25 \text{ daN}$$

$$0,5 \times V_{plz, rd} = 780.62 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow 0,5 \times V_{plz, rd} = 780.62 \text{ daN} > V_{z, sd} = 454.23 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.2.5.2.2 Vérification à la flexion déviée :

- Flexion suivant l'axe (y-y)

$$- Q_y = 1,35(g_e \times e + g_p)$$

$$Q_y = 1,35(10,9 \times 1 + 18.8)$$

$$Q_y = 40.09 \text{ daN/ml}$$

$$- M_{z, sd} = q_y \times \frac{l^2}{8} = 40.09 \times \frac{6^2}{8}$$

$$M_{z, sd} = 180.40 \text{ daN.m}$$

- Flexion suivant l'axe (z-z)

$$Q_z = 1,5 \times (w \times e) = 1,5 \times (100.94 \times 1) = 151,41 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y, sd} = q_z \times \frac{l^2}{8} = 151,41 \times \frac{6^2}{8}$$

$$M_{y, sd} = 681.34 \text{ daN.m}$$

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

$$\left(\frac{M_{y, sd}}{W_{y, el, rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z, sd}}{W_{z, el, rd}} \right)^\beta \leq \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Pour les profilés en U : $\alpha = \beta = 1$

$$\left(\frac{681.34 \times 10^2}{138} \right) + \left(\frac{180.40 \times 10^2}{35.2} \right) \leq \frac{2350}{1.1}$$

1006.22 daN/m² < 2136,36 daN/cm² condition vérifiée.

III.2.5.2.3 Vérification de la flèche UPN160 avec le poids propre inclus à l'ELS :

- Plan (z-z) :

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

$$q_z = g_i + (g_h \times 1) = 18.8 + (10,9 \times 1)$$

$$q_z = 29.7 \text{ daN/ml}$$

$$F_z = \frac{5 \times 29.7 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 925}$$

$$F_z = 2.58 \text{ cm}$$

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

$F_z = 2.79 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$ condition vérifiée.

- Plan (y-y) :

$$F_y = \frac{5 \times q_y \times l^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$q_y = w \times e = 100.94 \text{ l}$$

$$q_y = 100.94 \text{ daN/ml}$$

$$F_y = \frac{5 \times 100.94 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 85.3}$$

$F_y = 0.95 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$ condition vérifiée.

III.2.5.3 Conclusion :

Le profilé UPN160 convient pour la lisse de bardage.

III.2.6 Les potelets :

Les potelets sont des montants souvent en profilés laminés **I** ou **H** destinés à rigidifier le bardage sur pignon ou long-pon, ayant pour but de transmettre les différents efforts horizontaux dus au vent.

Les potelets travaillent à la flexion sous l'action du vent décollant du bardage et des lisses, et également à la compression sous l'effet de leur poids propre, de celui du bardage et des lisses. Ils sont considérés articulés en leurs extrémités.

III.2.6.1 Pré dimensionnement des potelets :

Le pré dimensionnement des potelets se fait par la condition de flèche :

$$F_{\max} = \frac{l}{200} > F = \frac{5 \times qz \times h^4}{384 \times E \times I_y}$$

Avec:

$$q_z = w \times e$$

-w: pression du vent (la charge du vent la plus défavorable lorsque le vent frappe les parois verticales). ($w = 80.75 \text{ daN/m}^2$)

-e: la largeur de la surface solliciter le potelet le plus élancé ($e = 6 \text{ m}$)

$$q_z = w \times e \rightarrow 80.75 \times 6 = 484.5 \text{ daN/ml}$$

-h: la hauteur maximal de potelet le plus sollicité ($h = 9.5 \text{ m}$).

$$I_y = \frac{200 \times 5 \times q_z \times h^4}{384 \times E \times l} = \frac{200 \times 5 \times 484.5 \times 10^{-2} \times 950^3}{384 \times 21 \times 10^5}$$

$$I_y \geq 5151.26 \text{ cm}^4$$

On choisit la section d u profilé dans les tableaux ayant au moins la valeur d'Iy supérieur ou égale à la valeur trouvée.

Ce qui correspond à un profilé IPE270.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	P Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{el-y} cm ³	W _{el-z} cm ³
IPE270	36.1	45.9	270	135	10.2	6.6	219.6	5790	420	429	62.2

Tableau III. 3 : Caractéristiques du profilé IPE270

III.2.6.2 Détermination des sollicitations :

Le potelet travaille à la flexion sous l'action de l'effort du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion composée.

III.2.6.2.1 Evaluation des charges et surcharges

• Charge permanente (G) :

G = poids propre du potelet + poids propres des lisses + poids propre du bardage

Poids propre du bardage $\rightarrow G = 10,9 \text{ daN/m}^2$

Poids propre des lisses (UPN160) $\rightarrow G = 18.8 \text{ daN/m}^2$

Nombre de lisse supporté par les potelets $\rightarrow n = 8$ (nombre maximum sur la ferme)

$$\Rightarrow G = (18.8 \times 9.5 \times 6) + (10.9 \times 6 \times 9.5) + (36.1 \times 9.5)$$

$$G = 2035.85 \text{ daN}$$

• **Surcharge climatique du vent (suivant le plan d'âme)**

$$q_z = w \times e \rightarrow 80.75 \times 6$$

$$q_z = 484.5 \text{ daN/ml}$$

III.2.6.2 Combinaison des charges :

A l'ELU :

$$-N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times 2035.85 = 2748.39$$

$$-q_z = 1,5w = 1,5 \times 484.5 = 726.75 \text{ daN/ml}$$

III.2.6.3 Vérification de la stabilité de potelet :

III.2.6.3.1 Vérification de la résistance à la flexion composée :

$$M_{sd} \leq M_{Ny,rd} = M_{pl,y} \left[\frac{1-n}{1-0,5a} \right]$$

Où :

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{2748.39}{98059.09} = 0,028$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = 2748.29 \text{ daN} \\ N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{45.9 \times 2350}{1,1} = 98059.09 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$\text{Et : } a = \frac{A-2bt_f}{A} = \frac{4590-2 \times 135 \times 10.2}{4590} = 0,4 < 0,5$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{484 \times 2350}{1,1} = 1034000 \text{ daN.cm} = 10340 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_z \times l^2}{8} = \frac{726.65 \times 9.5^2}{8} = 8197.52 \text{ daN.m}$$

$$M_{Ny,rd} = 10340 \times \left[\frac{1-0,028}{1-0,5 \times 0,4} \right] = 12563.10 \text{ daN}$$

Donc :

$$M_{sd} = 8197.52 \text{ daN.m} \leq M_{Ny,rd} = 12563.10 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.2.6.3.2 Vérification de la résistance à la flexion composée (éléments comprimés et fléchis) :

a- La longueur de flambement

- Autour de l'axe z-z (dans le plan de l'âme) : encastrement-articulé

$$L_{f,y} = 0.7 \times L = 0.7 \times 9.5 = 6.65 \text{ m}$$

- Autour de l'axe y-y (perpendiculaire à l'âme) : articulé-articulé

$$L_{f,z} = L = 10$$

b- Calcul des élancements

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{6.65}{0.112} = 59.37 \\ \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{10}{0.302} = 33.11 \end{cases}$$

c- Calcul de l'élancement critique

La nuance d'acier S235 ($f_y = 235 \text{ MPa}$).

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{235}} = 3.14 \times \sqrt{\frac{21 \times 10^4}{235}} = 93.9$$

d- Calcul des élancements réduits

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{59.37}{93.9} = 0.63 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{33.11}{93.9} = 0.35 \end{cases}$$

e- Calcul du coefficient de réduction χ_{\min}

$$\begin{cases} \phi_y = 0.5 \times [1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] \\ \phi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] \end{cases}$$

Pour IPE270:

$$\frac{h}{b} = \frac{270}{135} = 2 > 1.2$$

$$t_f = 10.2 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur d'imperfection α
y-y	A	0,21
z-z	B	0,34

Tableau III. 1. Facteur d'imperfection α pour IPE400.

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,63 - 0,2) + 0,63^2] = 0,74$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,33 - 0,2) + 0,33^2] = 0,57$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,74 + \sqrt{0,74^2 - 0,63^2}} = 0,88 \\ \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,57 + \sqrt{0,57^2 - 0,33^2}} = 1 \end{array} \right.$$

h- Calcul $\bar{\lambda}_{LT}$

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

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

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

Avec :

- $K = 0,5$ donc $C = 2.092$ (**Annexe D – D1**)
- $G = \frac{E}{2(1-\nu)}$ $\Rightarrow \begin{cases} E = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \Rightarrow G = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 15,9 \text{ cm}^4$)
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 70,6 \times 10^3 \text{ cm}^6$)
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 420 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 2.092 \times \frac{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 420}{950^2} \sqrt{\frac{70,6 \times 10^3}{420} + \frac{950^2 \times 8,08 \times 15,9}{3,14^2 \times 21 \times 420}}$$

$$M_{cr} = 7631795,91 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 484 \times 235 \times 10^2}{7631795.91}} = 1.22 > 0.4$$

Donc : il y a un risque de déversement.

La formule de vérification de la section sera comme suit :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{\frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M_1}}} \leq 1 \quad (\text{§ 5.5.4(2)(a)/CCM97})$$

i- Calcul K_{LT} :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

Avec :

$$\chi_z = 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15$$

$$\beta_{MLT} = 1,1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,33 \times 1,1 - 0,15 = 0,09 < 0,9$$

Alors :

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,09 \times 2748.29}{0,38 \times 45.9 \times 2350} = 0.99$$

j- Calcul de χ_{LT} :

On calcul :

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

Avec :

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

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

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(1.22 - 0,2) + 1.22^2] = 1,35$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(1,35 + \sqrt{1,35^2 - 1,22^2}\right)} = 0,51 < 1$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{\frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M_1}}}$$

$$1 \times \frac{2748,29}{\frac{45,9 \times 2350}{1,1}} + \frac{0,99 \times 8197,52 \times 10^2}{0,51 \times \frac{484 \times 2350}{1,1}} = 0,84 < 1$$

Condition vérifiée.

Le profilé IPE270 répond à toutes les conditions CCM97 concernant la vérification de résistance

III.3 conclusion :

On conclut d'après les calculs faits que tous les profilés (pannes, lisse, potelets) assurant le bon fonctionnement et vérifiant les conditions de résistance.

CHAPITRE IV

Étude sismique

IV.1. INTRODUCTION :

Les actions dynamiques les plus complexes appliqués sur un bâtiment sont généralement des actions dues au séisme.

Ces actions sismiques induisent au niveau de la fondation des mouvements essentiellement Horizontaux. Et à la superstructure des forces d'inertie qui s'oppose aux mouvements du sol, qui donnent des déplacements assez importants.

L'objectif est de déterminer tout d'abord des efforts sismiques sollicitant la structure, et de vérifier après plusieurs paramètres.

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

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

IV.2. PRINCIPE DE LA MÉTHODE MODALE SPECTRALE

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure.

IV.3. CRITÈRES DE CLASSIFICATION PAR LE RPA99/V 2003

Pour ce cas, la structure se trouve dans la wilaya d'Oran qui se situe dans une zone de moyenne sismicité zone IIa . Cet ouvrage représente un hall industriel, il est considéré comme groupe d'usage 2 ouvrages d'importance moyenne. Le site est meuble donc il est classé en catégorie S3.

IV.4. ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non amorti. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximaux lors d'un séisme.

IV.4.1. Modélisation de la structure :

La modélisation est l'établissement d'un modèle numérique à partir de la structure réelle, ceci sera suivi par certaines modifications afin de se rapprocher du comportement réel de la structure.

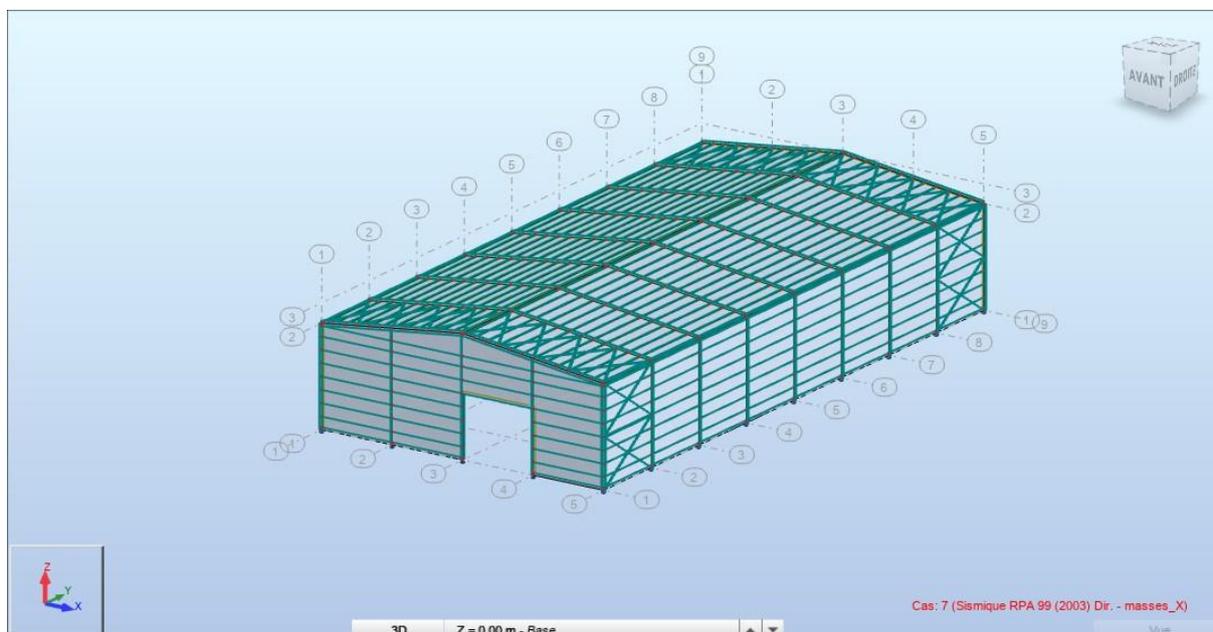


Figure IV.1:Modèle de la structure en 3D.

IV.4.2. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :(4.3.3 RPA99/V2003).

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

Avec :

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

$$A=0,15 \quad (\text{Tableau 4.1 RPA99/V2003})$$

- η : facteur de correction d'amortissement (Tableau 4.2 RPA99/V2003)
- T1 et T2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

$$\text{Site meuble S3 : } \left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{array} \right. \quad (\text{Tableau 4.7 RPA99/V2003})$$

- 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. (Tableau 4.1 RPA99/V2003)
- Q : Facteur de qualité donné par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ (Tableau 4.4 RPA99/V2003)

Critère q	P _q	
	Suivant X	Suivant Y
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en elevation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
Tableau IV.1. Facteur de qualité suivant les deux sens.	Q _x = 1,15	Q _y = 1,25

IV.4.3. Analyse modale spectrale :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone sismique IIa (wilaya d'Oran).
- Groupe d'usage 2 (ouvrages d'importance moyenne).

- Site meuble (S3).
- Pourcentage d'amortissement ($\xi = 5 \%$).
- Coefficient de comportement ($R = 4$).
- Facteur de qualité suivant X ($Q_x = 1,15$).
- Facteur de qualité suivant Y ($Q_y = 1,25$).

IV.5. VERIFICATION DE LA STRUCTURE :

IV.5.1. Vérification de la période fondamentale de la structure :

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

La période fondamentale obtenue par le logiciel ROBOT : $T = 0,36s$.

Mode	Période (sec)
1	0.36
2	0.32
3	0.22

Figure IV.2: Les 3 premiers modes de vibration lors du séisme.

La période empirique est donnée par la formule suivante : $T = C_t \times h_N^{3/4}$ (§4.2.4/RPA99 version 2003)

Avec :

- C_t : Coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, pour des contreventements assurés par des palées triangulées $C_t = 0,085$
- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 9.5m$$

$$D'où : T = 0,085 \times 9.5^{3/4} = 0,45 s$$

Donc

$$T = 0,36 s < 1,3 \times T = 1,3 \times 0,45 = 0,585 s \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.5.2. Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée .

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

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

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

Avec:

- A: Coefficient d'accélération de zone $A = 0,15$.
- D: Facteur d'amplification dynamique moyen $D = 2,5$ ($0 < T < T_2$).
- Q_x : Facteur de qualité suivant X ($Q_x = 1,15$).
- Q_y : Facteur de qualité suivant Y ($Q_y = 1,25$).
- Coefficient de comportement ($R = 4$).
- W: Poids total de la structure (calculée par ROBOT) $W = 20654.45 \text{ daN}$.

Donc :

$$V_x = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,15}{4} \times 20654.45 = 2226.80 \text{ daN}$$

$$V_y = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,25}{4} \times 20654.45 = 2420.44 \text{ daN}$$

	$V_t(KN)$	$V(KN)$	$80\% V (KN)$	$V_t > 80\% V$
V_x	21.65	22.26	17.808	Vérifiée
V_y	22.56	24.20	19.36	Vérifiée

Tableau IV.3. Résultante des forces sismiques à la base.

IV.5.3. Vérification des déplacements:

Le **RPA99/V2003** précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seul dans l'article **4.4.3**, il préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à **1%** de la hauteur d'étage ($\delta_k < 1\% \cdot h_k$) suivant article **5.10**.

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

- $\delta_k = R \times \delta_e$ (4.43 RPA99/V2003).
- R : Coefficient de comportement
- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

Au niveau de la toiture	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	1%. h_k (cm)	Condition: $\delta < 1\% \cdot h_k$
Déplacement résultant suivant X	1,2	4	4,8	9,5	Vérifiée
Déplacement résultant suivant Y	0,22	4	0.88	9,5	Vérifiée

Tableau IV.4. Déplacements relatifs

IV.6. Conclusion :

A fin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la hall dans la wilaya d **Oran**, un modèle **3D** en éléments finis a été développé. Ce modèle a servi de base pour élaborer le calcul sismiques.

Après les calculs notre structure est stable vis-à-vis de l'effet de séisme car les trois conditions (**période fondamentale ; effort tranchant à la base ; déplacement**) selon **RPA99/V2003** sont vérifiées.

Après l'analyse dynamique de la structure on peut dire que les effets du vent sur la structure suivant toutes les directions sont les plus défavorables par rapport aux efforts tranchants à la base de la structure dûs au séisme.

CHAPITRE V

Vérification des éléments structuraux

V. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX DE HALLE :

V.1 Introduction :

Ce chapitre consiste à dimensionner et vérifier les différents éléments de la structure principale tel que les traverses, les poteaux, les contreventements, les stabilités en X, et les sablières

V.2 Justification de la traverse (IPE 400) :

V.2.1 Caractéristiques de la traverse (IPE 400) :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE400	66.3	84.5	400	180	13.5	8.6	331	23130	1318	1307	229	16.6	3.95

Tab.V.1 : Caractéristiques du profilé IPE 400

V.2.2 Efforts sollicitant : 1.35G+1.5V2

- $M_{y_{sd}} = 131.69 \text{ kN.m}$
- $M_{z_{sd}} = 0.29 \text{ kN.m}$
- $V_{sd} = 39.92 \text{ kN}$
- $N_{sd} = 45.14 \text{ kN}$

V.2.3 Classe de la section transversale :

a/ Classe de l'âme :

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

Avec:

- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
- $d = 331 \text{ mm}$
- $t_w = 8.6 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{331}{8.6} = 38.48 \\ 72\varepsilon = 72\sqrt{\frac{235}{235}} = 72 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 72 \quad \text{Donc l'âme est de classe 1}$$

b/ Classe de la semelle :

- $c = \frac{b}{2} = 90 \text{ mm}$
- $t_f = 13.5 \text{ mm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{90}{13.5} = 6.66 \\ 10\varepsilon = 10\sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \text{Donc la semelle est de classe 1}$$

Conclusion : la section globale est de **classe 1**

V.2.4 Vérification de la flèche :

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel **ROBOT** : $\delta_r = 3.2 \text{ cm}$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{1200}{200} = 6 \text{ cm}$$

$$\delta_r = 3.2 \text{ cm} \leq \delta_{max} = 6 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.2.5 Cisaillement :

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl.Rd}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}}$$

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

$$A_v = 8450 - 2(180 \times 13.5) + (8.6 + (2 \times 21)) \times 13.5 = 4273.10 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$V_{pl.Rd} = \frac{4273.10 \times (235 \times 10^{-3} / \sqrt{3})}{1,1} = 523.35 \text{ kN}$$

Alors :

$$V_{sd} = 39.92 \text{ kN} \ll 50\% V_{pl.Rd} = 261.675 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.2.6 Vérification de la résistance à la flexion composée (éléments comprimés et fléchis) :

a- La longueur de flambement :

- Autour de l'axe z-z (dans le plan de l'âme), risque de flamber la traverse sur la longueur entre les pannes, donc :

$$L_{f,z} = L$$

- Autour de l'axe y-y (perpendiculaire à l'âme), la traverse ne flamber pas sur toute longueur, donc :

$$L_{f,y} = L/2$$

b- Calcul des élancements :

- La longueur de flambement :**

La traverse autour de l'axe z-z est doublement articulé, donc :

$$L_z = 1 \text{ m}$$

La traverse autour de l'axe y-y est encastéré dans les deux appuis, donc :

$$L_y = 5.45 \text{ m.}$$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{545}{16.6} = 32,83 \\ \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{100}{3.95} = 25.31 \end{cases}$$

c- Calcul de l'élanement critique :

La nuance d'acier S235 ($f_y = 235\text{MPa}$).

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{235}} = 3,14 \times \sqrt{\frac{21 \times 10^4}{235}} = 93,9$$

d-Calcul des élanements réduits :

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{32,83}{93,9} = 0,34 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{25.31}{93,9} = 0.27 \end{cases}$$

e- Calcul du coefficient de réduction χ_{\min} :

$$\begin{cases} \phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \\ \phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \end{cases}$$

Pour IPE400:

$$\frac{h}{b} = \frac{400}{180} = 2,22 > 1,2$$

$$t_f = 13,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur d'imperfection α
y-y	a	0,21
z-z	b	0,34

Tableau V. 2 Facteur d'imperfection α pour IPE400

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,34 - 0,2) + 0,34^2] = 0,57$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,27 - 0,2) + 0,27^2] = 0,54$$

$$\begin{cases} \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,57 + \sqrt{0,57^2 - 0,34^2}} = 0,97 \\ \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,54 + \sqrt{0,54^2 - 0,27^2}} = 0,99 \end{cases}$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0,97$$

Le déversement est pris en considération que si $\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$

h- Calcul $\bar{\lambda}_{LT}$

Avec :

- $B_w = 1$ section de classe I
- χ_{lt} : est le facteur de réduction pour le déversement.
- $F_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_{M_1} = 1,1$

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

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

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

Avec :

- $K = 0,5$ donc $C = 2.609$ (**Annexe E - E.2**)
- $G = \frac{E}{2(1-\nu)} \Rightarrow \begin{cases} E = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \Rightarrow G = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 51,1 \text{ cm}^4$)
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 490 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$)
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 1318 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 2.609 \cdot \frac{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 1318}{1200^2} \sqrt{\frac{490 \times 10^3}{1318} + \frac{1200^2 \times 8,08 \times 51,1}{3,14^2 \times 21 \times 1318}}$$

$$M_{cr} = 980872344,112 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 1307 \times 235 \times 10^2}{980872344,112}} = 0,176$$

Vérification de l'élément (**sans risque de déversement**) est :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M_1}}} \leq 1$$

j- Calcul K_y :

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

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$$\mu_y = 0,34 \times (2 \times 1,8 - 4) + \frac{1307 - 1160}{1160} = -0,009 < 0,9$$

Avec :

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7\psi = 1,8$$

D'où :

$$k_y = 1 - \frac{-0,009 \times 45140}{0,97 \times 84,5 \times 2350} = 1,002 < 1,5$$

h- Calcul K_z

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}}$$

$$\mu_z = 0,27 \times (2 \times 1,8 - 4) + \frac{253 - 149}{149} = 0,46 < 0,9$$

Avec :

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 1,8$$

D'où :

$$k_z = 1 - \frac{0,11 \times 4514}{0,99 \times 84,5 \times 2350} = 0,99 < 1,5$$

Donc : La vérification de l'élément (**sans risque de déversement**) est :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{M_1}}} \leq 1$$

$$\frac{4514}{0,97 \times \frac{84,5 \times 2350}{1,1}} + \frac{1,002 \times 13169 \times 10^2}{1307 \times \frac{2350}{1,1}} + \frac{0,99 \times 29 \times 10^2}{253 \times \frac{2350}{1,1}}$$

$$= 0,79 < 1 \text{ Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE400 répond à toutes les conditions CCM97 concernant la vérification de résistance.

V.3 CALCUL POTEAUX :

Ce sont des éléments utilisés comme support d'ossature qui supportent les charges et surcharges, et transmettent ces derniers aux fondations. Ils travaillent à la flexion composée.

V.3.1 Classe de la section transversale du profilé HEA 280 :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	H mm	b m m	t _f mm	t _w m m	d m m	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA 280	76.4	97.3	270	280	13	8	19 6	13670	4763	1112	518.1	11.86	7

Tableau V. 3 : Caractéristique du profilé HEA 280.

• Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{280}{2 \times 13} = 10.76 \leq 11 \varepsilon \rightarrow \text{semelle de classe 2}$$

Avec :

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

• Classe de l'âme fléchie et comprimé :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{196}{8} = 24.5 \leq 72 \varepsilon \rightarrow \text{l'âme de classe 1}$$

Donc : la section est de classe 2

V.3.2 Vérification au cisaillement :

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

$$V_{pl,rd} = \frac{0,58 \times A_v \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$M_{y, sd} = 77.72 \text{ kN.m}$$

$$M_{z, sd} = - 2.09 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 118.77 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 31.27 \text{ kN}$$

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{pl, rd}$$

$$A_{vz} = 31.74 \text{ cm}^2$$

$$D'où: V_{pl, rd} = 0,58 \times \frac{2350 \times 31.78}{1,1} = 39378.30 \text{ daN}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f = 31.78 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = 3127 \text{ daN} \leq 0.5 \times V_{pl, rd} = 19689.15 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

V.3.3 Vérification de la résistance à la flexion composée (éléments comprimés et fléchis) :

a- La longueur de flambement :

- Autour de l'axe y-y (perpendiculaire à l'âme) : doublement encastrer

$$L_{f,y} = L/2 = \frac{800}{2} = 400 \text{ cm}$$

- Autour de l'axe z-z (dans le plan de l'âme) : articulé-articule

$$L_{f,z} = L = 100 \text{ cm}$$

b- Calcul des élancements

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{400}{11.86} = 33,72 \\ \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{100}{7} = 14,28 \end{cases}$$

c- Calcul de l'élancement critique :

La nuance d'acier S235 ($f_y = 235 \text{ MPa}$).

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{235}} = 3,14 \times \sqrt{\frac{21 \times 10^4}{235}} = 93,9$$

d- Calcul des élancements réduits :

$$\begin{cases} \overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{33,92}{93,9} = 0,36 \\ \overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{14,28}{93,9} = 0,15 \end{cases}$$

e- Calcul du coefficient de réduction χ_{\min} :

$$\begin{cases} \phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y \times (\overline{\lambda}_y - 0,2) + \overline{\lambda}_y^2] \\ \phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z \times (\overline{\lambda}_z - 0,2) + \overline{\lambda}_z^2] \end{cases}$$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur d'imperfection α
Y-Y	a	0,34
Z-Z	b	0,49

Tableau V. 3. Facteur d'imperfection α pour IPE400.

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,36 - 0,2) + 0,36^2] = 0,59$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,15 - 0,2) + 0,15^2] = 0,49$$

$$\begin{cases} \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \overline{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,59 + \sqrt{0,59^2 - 0,36^2}} = 0,94 \\ \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \overline{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,49 + \sqrt{0,49^2 - 0,15^2}} = 0,98 \end{cases}$$

f- Calcul $\overline{\lambda}_{LT}$

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

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

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

Avec :

- $K = 0,5$ donc $C = 2.092$ (Annexe D – D1)
- $G = \frac{E}{2(1-\nu)}$ $\Rightarrow \begin{cases} E = 21.10^6 N/cm^2 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \Rightarrow G = 8,08.10^6 N/cm^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 62.10 \text{ cm}^4$)
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 785.4 \times 10^3 \text{ cm}^6$)
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 4763 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 2.092 \times \frac{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 4763}{800^2} \sqrt{\frac{785.4 \times 10^3}{4763} + \frac{800^2 \times 8,08 \times 62.10}{3,14^2 \times 21 \times 4763}}$$

$$M_{cr} = 66729713.16 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 1112 \times 235 \times 10^2}{66729713.16}} = 0.625$$

Donc : il y a un risque de déversement.

La formule de vérification de la section sera comme suit :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{\frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M_1}}} \leq 1 \quad (\S 5.5.4(2)(a)/CCM97)$$

j- Calcul K_z

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}}$$

$$\mu_z = 0,15 \times (2 \times 1,8 - 4) + \frac{518.1 - 340.2}{340.2} = 0,46 < 0,9$$

Avec :

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 1,8$$

D'où :

$$k_z = 1 - \frac{0,46 \times 118.77}{0,98 \times 97.3 \times 2350} = 0,99 < 1,5$$

h- Calcul K_{LT} :

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

Avec :

$$\chi_z = 0,23$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15$$

$$\beta_{MLT} = 1,1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,46 \times 1,1 - 0,15 = 0,09 < 0,9$$

Alors :

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,09 \times 118,77}{0,38 \times 97,3 \times 2350} = 0,99$$

i- Calcul de χ_{LT} :

On calcul :

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

Avec :

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

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

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,625 - 0,2) + 0,625^2] = 0,73$$

Donc:

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(0,73 + \sqrt{0,73^2 - 0,625^2}\right)} = 0,90$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{\frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M_1}}}$$

$$\frac{118,77 \times 10^2}{0,98 \times \frac{97,3 \times 2350}{1,1}} + \frac{0,99 \times 77,72 \times 10^2}{0,90 \times \frac{1112 \times 2350}{1,1}} + \frac{0,99 \times (-2,09) \times 10^2}{518,1 \times \frac{2350}{1,1}} = 0,89 < 1$$

Condition vérifiée.

V.3.4 Vérification des déplacements :

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

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel ROBOT : $\delta = 2,5$ cm

$$\delta_{max} = L/125 = 800/125 = 6,4$$
 cm

Avec : L : la longueur du poteau (L = 8 m).

Alors : $\delta = 2,5$ cm \leq $\delta_{max} = 6,4$ cm condition vérifiée

Donc : les poteaux en HEA 280 vérifient le déplacement (ELS).

V3.5 conclusion :

On peut conclure que la section HEA 280 répond à toutes les conditions des règles de CCM97 concernant la vérification de résistance.

V.4 CONTREVENTEMENTS :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour but d'assurer la stabilité de la structure.

V.4.1 Vérification de la section diagonale du palais de stabilité à la résistance :

Pour les contreventements nous avons opté des profilés en cornière 2L 90×90×9

L : longueur de flambement = 6.12 m (obtenu par le logiciel ROBOT)

Profilé	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques			
	G kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{el,y} cm ³	W _{el,y} cm ³
CAE90×9	12.2	15.5	90	90	9	115.8	115.8	17.93	17.93

Tableau V. 4 : Caractéristiques du CAE 90×9.

Puisque c'est un contreventement en X l'assemblage se fera au milieu, donc le calcul se fera avec :

$$L = \frac{L}{2} = 3.06 \text{ m}$$

L'effort maximal sollicitant :

$$N_{sd} = 96.69 \text{ KN}$$

V.4.2 Vérification à la traction :

Les diagonales sont attachées dans chaque extrémité avec un fil de boulon ordinaire de diamètre 20 mm

La vérification se fera par la formule suivante :

$$N_{sd} \leq \min(N_{pl, rd}; N_{u, rd}; N_{net, rd})$$

Avec :

- $N_{pl, rd}$: la résistance plastique de la section brute.
- $N_{u, rd}$: la résistance ultime de la section nette.
- $N_{net, rd}$: la résistance de la section nette

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{15,5 \times 23,5}{1,1} = 331,13 \text{ kN}$$

$$N_{u,rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 12,2 \times 3600}{1,25} = 316,22 \text{ KN}$$

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{12,2 \times 2350}{1,25} = 229,36 \text{ kN Donc :}$$

⇒ $N_{sd} = 96,69 \text{ KN} < N_{net,Rd} = 229,36 \text{ KN}$ condition vérifiée.

On peut conclure que les contreventements en CEA90×9 résistent aux phénomènes d'instabilité.

V.5 Vérification de la sablière :

Pour les sablières nous avons opté des profilés HEA140.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	P Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f Mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
HEA 140	24,7	31,4	133	140	8.5	5.5	92	1033	389,3	173,5	84,85

Tableau V.5. Caractéristiques du profilé HEA140.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes avec combinaison : 1.35G+1.5V1

V.5.1 Effort sollicitant :

Avec : $M_{y,sd} = 197,71 \text{ daN.m}$ $N_{sd} = 139,70 \text{ daN}$

$M_{z,sd} = 23,75 \text{ daN.m}$ $V_{sd} = 238,01 \text{ daN}$

V.5.2 Classe de la section transversale du profilé HEA 140

- **Classe de l'âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \xi \quad \text{avec :} \quad \xi = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{92}{5,5} = 16,727 < 72 \quad \text{L'âme est de classe 1.}$$

- **Classe de la semelle comprimée et fléchie :**

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \cdot \xi$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} = \frac{\frac{140}{2}}{8.5} = 8,235 < 10 \quad \text{La semelle est de classe 1.}$$

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

V.5.3 Vérification de la résistance à la flexion composée (éléments comprimés et fléchis) :

a- La longueur de flambement :

La sablière autour de l'axe z-z est articulée dans les deux appuis, donc :

$$L_{f,z} = L$$

La sablière autour de l'axe y-y est articulée dans les deux appuis, donc :

$$L_{f,y} = L$$

b- Calcul des élancements :

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{600}{5.73} = 104.71 \\ \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{600}{3.52} = 170.45 \end{cases}$$

c- Calcul de l'élancement critique

La nuance d'acier S235 ($f_y = 235\text{MPa}$).

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{235}} = 3,14 \times \sqrt{\frac{21 \times 10^4}{235}} = 93,9$$

d- Calcul des élancements réduits :

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{104.71}{93,9} = 1.115 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{170.45}{93,9} = 1.815 \end{cases}$$

e- Calcul du coefficient de réduction χ_{\min} :

$$\begin{cases} \phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \\ \phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \end{cases}$$

Pour HEA 140 :

$$\frac{h}{b} = \frac{140}{133} = 1.05 < 1,2$$

$$t_f = 8.5 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Axe de flambement	Courbe de flambement	Facteur d'imperfection α
y-y	b	0,34
z-z	c	0,49

Tableau V. 6. Facteur d'imperfection α pour HEA140.

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (1,115 - 0,2) + 1,115^2] = 1,27$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (1,815 - 0,2) + 1,815^2] = 2,54$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,27 + \sqrt{1,27^2 - 1,115^2}} = 0,53 \\ \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{2,54 + \sqrt{2,54^2 - 1,815^2}} = 0,23 \end{array} \right.$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y ; \chi_z) = 0,23$$

f- Calcul K_y :

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

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$$\mu_y = 1,115 \times (2 \times 1,1 - 4) + \frac{173,5 - 155,4}{155,4} = -1,89 < 0,9$$

Avec $\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \cdot \psi = 1,8 - 0,7(1) = 1,1$

D'où :

$$k_y = 1 - \frac{-1,89 \times 139,70}{0,53 \times 31,4 \times 2350} = 1,007 < 1,5$$

g- Calcul K_z :

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}}$$

$$\mu_z = 1.815 \times (2 \times 1,1 - 4) + \frac{84.85 - 55.62}{55.62} = -2.74 < 0,9$$

Avec :

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7 \cdot \psi = 1,8 - 0,7(1) = 1,1$$

D'où :

$$k_z = 1 - \frac{-2.74 \times 139.70}{0,23 \times 31.4 \times 2350} = 1.02 < 1,5$$

Les sablières sont sollicitées à la flexion composée, donc il y a un risque de déversement à vérifier.

Calcul $\overline{\lambda}_{LT}$

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

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

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

Avec :

- $K = 0,5$ donc $C = 2.092$ (**Annexe D – D1**)
- $G = \frac{E}{2(1-\nu)}$ $\Rightarrow \begin{cases} E = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \Rightarrow G = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 8.13 \text{ cm}^4$)
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 15.06 \times 10^3 \text{ cm}^6$)
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 389.3 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 2.092 \times \frac{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 389,3}{600^2} \sqrt{\frac{15.06 \times 10^3}{389.3} + \frac{600^2 \times 8,08 \times 8.13}{3,14^2 \times 21 \times 389.3}}$$

$$M_{cr} = 8535685.90 \text{ N.cm}$$

$$\overline{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 173.5 \times 235 \times 10^2}{8535685.90}} = 0.625 > 0.4$$

Donc : il y a un risque de déversement.

La formule de vérification de la section sera comme suit :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{\frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M_1}}} \leq 1 \quad (\S 5.5.4(2)(a)/CCM97)$$

i- Calcul K_{LT}

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

Avec :

$$\chi_z = 0,23$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \overline{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0,15$$

$$\beta_{MLT} = 1,1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 1,815 \times 1,1 - 0,15 = 0,14 < 0,9$$

Alors :

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,14 \times 139,70}{0,23 \times 31,4 \times 2350} = 0,99$$

j- Calcul de χ_{LT} :

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

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

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

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,05 - 0,2) + 1,05^2] = 1,14$$

Alors :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,14 + \sqrt{1,14^2 - 1,05^2}} = 0,63$$

$$\frac{139,70}{0,23 \times \frac{31,4 \times 2350}{1,1}} + \frac{0,99 \times 197,71 \times 10^2}{0,63 \times \frac{173,5 \times 2350}{1,1}} + \frac{1,02 \times 23,75 \times 10^2}{84,85 \times \frac{2350}{1,1}} = 0,91 < 1$$

Condition vérifiée.

Le profilé HEA140 répond à toutes les conditions CCM97 concernant la vérification de résistance à la flexion composée et le flambement.

V.6 Conclusion :

Tous les éléments structuraux assurent la stabilité de la structure.

CHAPITRE VI

CALCUL DES ASSEMBLAGE

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 entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnant dans les différents composants structuraux, en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

VI.2. CALCUL DES ASSEMBLAGES :

VI.2.1. Assemblage poteau – traverse (HEA 280 – IPE 400) :

Cette opération consiste à fixer par soudure une platine à l'extrémité d'une traverse pour permettre son assemblage sur l'aile d'un poteau.

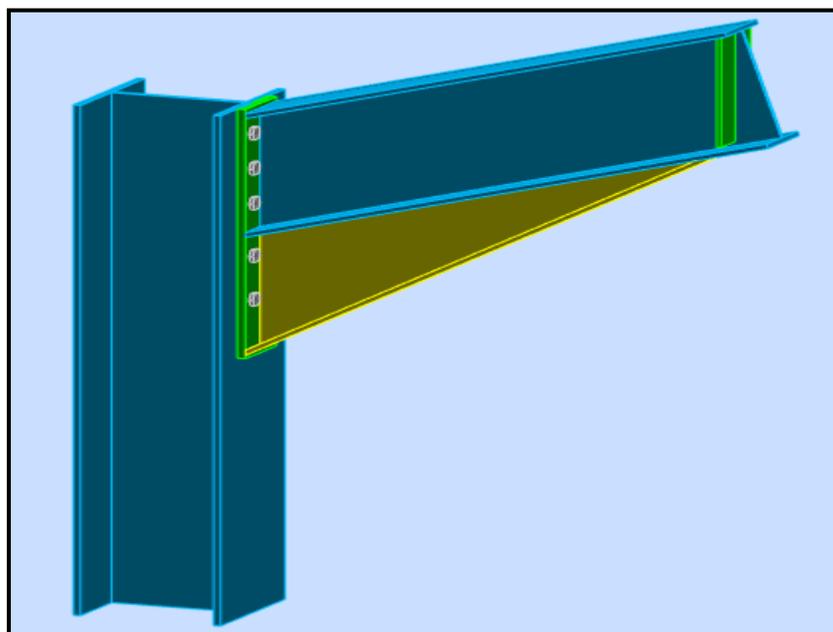


Figure VI.4: Assemblage poteau-traverse.

VI.2.1.1 Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison $1,35.G+1,5.V_2$:

$$V_{sd} = 7672.99 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 22301.21 \text{ daN.m}$$

VI.2.1.2 Soudure de la platine :

- Cordon de soudure

- Epaisseur de la platine : $\epsilon_p = 20 \text{ mm}$.
- Épaisseur de la semelle IPE 400 : $t_f = 13.5 \text{ mm}$.
- Epaisseur de l'âme IPE 400: $t_w = 8.6 \text{ mm}$.

➤ **Soudure de la semelle de la poutre sur la platine**

$$a_f \geq t_{fb} \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right) \times \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{m2}}{f_u \times \sqrt{2}} \right) = 13.5 \times \left(\frac{235}{1,1} \right) \times \left(\frac{0,8 \times 1,25}{360 \times \sqrt{2}} \right) = 5.66 \text{ mm}$$

➤ **Soudure de l'âme de la poutre sur la platine**

$$a_w \geq t_{wb} \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{m0}} \right) \times \left(\frac{\beta_w \times \gamma_{m2}}{f_u \times \sqrt{2}} \right) = 8.6 \times \left(\frac{235}{1,1} \right) \times \left(\frac{0,8 \times 1,25}{360 \times \sqrt{2}} \right) = 3.60 \text{ mm}$$

- On prend : $\begin{cases} a_f = 6 \text{ mm} \\ a_w = 5 \text{ mm} \end{cases}$

➤ **Vérification de la soudure de la semelle à la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{22301.21}{0.735} = 30341.78 \text{ daN}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$

- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 233,4 \text{ mm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{6 \times 233,4 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 35648,36 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 30341.78 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 35648,36 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{mw} = 1,25 \end{cases}$

- La longueur totale des cordons de soudure de l'âme

$$\sum l = 3 \times b + 2 \times (b - t_w - 2 \times r) = 3 \times 180 + 2 \times (180 - 8.6 - 2 \times 21)$$

$$\sum l = 798.8 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{5 \times 798.8 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 83013.7 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 7672.99 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 83013.7 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.1.3 Disposition constructive :

Pour des raisons pratiques, on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents.

On prend deux files de 5 boulons $\varnothing 20$ classe HR 10.9.

L'épaisseur la plus mince : $t = \min(t_f ; t_{\text{platine}}) = \min(13.5 ; 20) = 13.5 \text{ mm}$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 22 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes (p_1, p_2)**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \text{alors on prend } p_1 = 120 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \quad \text{Alors on prend } p_2 = 70 \text{ mm}$$

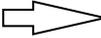
➤ **Pinces (e_1, e_2)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_1 = 80 \text{ mm}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \quad \text{Alors on prend } e_2 = 55 \text{ mm}$$

VI.2.1.4 Calcul de la hauteur de la partie comprimée :

$$x = t_f \times \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 13.5 \times \sqrt{\frac{180}{8,6}} = 61.76 \text{ mm}$$

L'âme neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée  Tous les boulons sont tractés.

VI.2.1.5 Vérification à la traction :

$$F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd} \quad (\text{Tableau 65.3/CCM97})$$

Avec:

$F_{t,Sd}$: L'effort de traction du boulon le plus sollicité.

$$F_{t,Sd} = \frac{M_{sd} \times h_1}{2 \times \sum h_i^2} = \frac{22301.21 \times 0.093}{2 \times (0,093^2 + 0,203^2 + 0,353^2 + 0,473^2 + 0,593^2)}$$

$$F_{t,Sd} = 1382.94 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0,9 \times \frac{245 \times 1000}{1,25} = 17640 \text{ daN}$$

$$F_{t,Sd} = 1382.94 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 17640 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.1.6 Vérification au glissement :

$$V_{sd} \leq n F_{s,Rd}$$

Avec: n le nombre de boulons n = 10

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times F_{P,Cd}}{\gamma_{ms}} \quad (§6.5.6 (1)/CCM97)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} k_s = 1 \quad \text{trou nominal} \\ n = 1 \quad \text{un plan de glissement} \\ \mu = 0,3 \quad \text{coefficient de frottement (brossé)} \end{array} \right.$$

$$F_{P,Cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s \quad (§6.5.6.2(1)/CCM97)$$

$$F_{P,Cd} = 0,7 \times 1000 \times 245 = 17150 \text{ daN}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 17150}{1,1} = 4677,27 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = \frac{7672,99}{10} = 767,29 \text{ daN} < F_{s,Rd} = 4677,27 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.1.7 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

$$F_V \leq F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = t_w \times p_1 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 8 \times 120 \times \frac{235}{1,1} = 20509,09 \text{ daN}$$

$$F_V = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{22301,21}{0,735 - 0,013} = 30888,10 \text{ daN}$$

$$F_V = 30888,10 \text{ daN} > F_{t,Rd} = 20509,09 \text{ daN} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc : on prévoit un raidisseur d'épaisseur 10 mm

VI.2.1.8 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

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

$$F_{c,Rd} = \frac{k_c \times b_{eff} \times \rho \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{m1} \times \sqrt{\left(1 + 1,3 \times \frac{b_{eff}}{h}\right)^2}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \times \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

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

$$b_{\text{eff}} = 13.5 + 2 \times 6 \times \sqrt{2} + 5 \times (13 + 24) + 2 \times 20 = 255.47 \text{ mm}$$

$$\sigma_{c,Sd} \leq 0,7 f_y \quad \rightarrow \quad k_c = 1$$

$$\sigma_{c,Sd} > 0,7 f_y \quad \rightarrow \quad k_c = 1,7 - \sigma_{c,Sd} / f_y$$

$\sigma_{c,Sd}$: Contrainte normale de compression ans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c,Sd} = \frac{V_{sd}}{A_c} + \frac{M_{sd} \times z_{\text{max}}}{I_y} = \frac{7672.99}{9730} + \frac{22301.21 \times 10^3 \times 135}{13670 \times 10^4} = 228.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,Sd} = 228.1 \text{ MPa} > 0.7 f_y = 164,5 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow k_c = 1,7 - \sigma_{c,Sd} / f_y = 1,7 - 228.1 / 235 = 0.72$$

$$\bar{\lambda}_p \leq 0,72 \quad \rightarrow \quad \rho = 1$$

$$\bar{\lambda}_p > 0,72 \quad \rightarrow \quad \rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,0932 \times \sqrt{\frac{b_{\text{eff}} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} = 0,0932 \times \sqrt{\frac{255.47 \times 196 \times 235}{210000 \times 8^2}} = 0,087$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,087 \leq 0,72 \quad \rightarrow \quad \rho = 1$$

$$F_{c,Rd} = \frac{0.72 \times 255.47 \times 1 \times 8 \times 235}{1,1 \times \sqrt{\left(1 + 1,3 \times \left(\frac{255.47}{270}\right)^2\right)}} = 21370.97 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum_1^5 N_i$$

- $h_1 = 555 \text{ mm}$
- $h_2 = 435 \text{ mm}$
- $h_3 = 315 \text{ mm}$
- $h_4 = 265 \text{ mm}$
- $h_5 = 155 \text{ mm}$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times h_1}{\sum h_i^2} = \frac{22301,21 \times 0,555}{2,95} = 4778,82 \text{ daN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times h_2}{\sum h_i^2} = \frac{22301,21 \times 0,435}{2,95} = 3745,57 \text{ daN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times h_3}{\sum h_i^2} = \frac{22301,21 \times 0,315}{2,95} = 2712,30 \text{ daN}$$

$$N_4 = \frac{M_{sd} \times h_4}{\sum h_i^2} = \frac{22301,21 \times 0,265}{2,95} = 2281,78 \text{ daN}$$

$$N_5 = \frac{M_{sd} \times h_5}{\sum h_i^2} = \frac{22301,21 \times 0,155}{2,95} = 1334,62 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum_1^5 14853,09 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 14853,09 \text{ daN} < F_{c,Rd} = 21370,97 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.1.9 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée :

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = 0,58 \times \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{mo}}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 31,78 \text{ cm}^2$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{22301,21}{0,735 - 0,013} = 30888,10 \text{ daN}$$

$$V_{Rd} = 0,58 \times \frac{2350 \times 31,78}{1,1} = 39378,3 \text{ daN}$$

$$F_v = 30888,10 \text{ daN} < V_{Rd} = 39378,3 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.2. Assemblage traverse – traverse (IPE400 –IPE400) :

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de l'âme de la traverse. Les mêmes perçages qui sont effectués sur la platine soudée en bout de l'autre traverse.

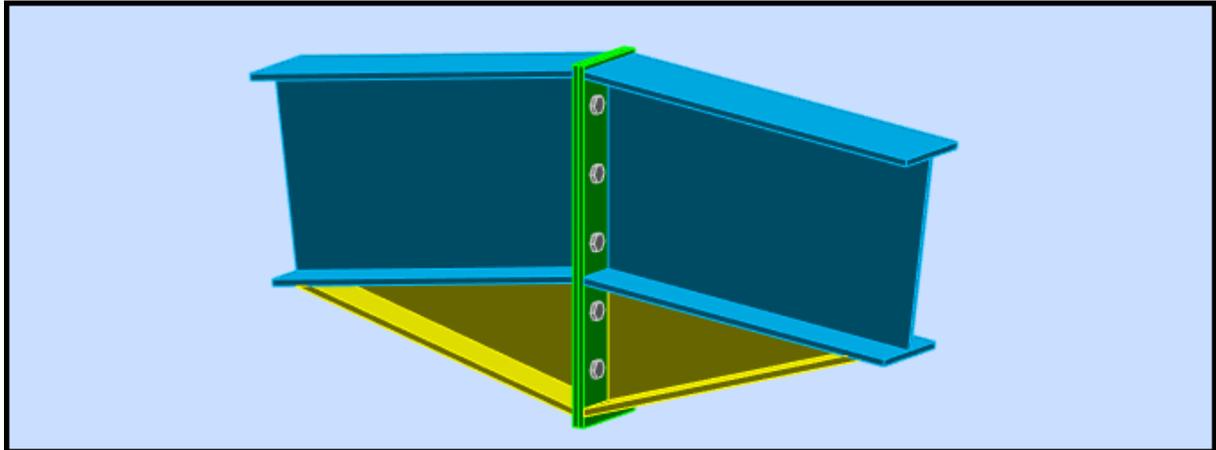


Figure VI.5: Assemblage traverse-traverse.

VI.2.2.1 Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 1,35. G+1,5. V₂ :

- $M_{sd} = 13169 \text{ daN.m}$
- $V_{sd} = 3992 \text{ daN}$

VI.2.2.2 Disposition constructive :

Pour des raisons pratiques, on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents.

On prend deux files de 5 boulons Ø18 classe HR 10.9

L'épaisseur la plus mince : $t = \min(t_f ; t_{\text{platine}}) = \min(13.5 ; 12) = 12 \text{ mm}$

$d_0 = \varnothing + 2 = 20 \text{ mm}$

➤ Entraxes (p_1, p_2)

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ alors on prend $p_1 = 130 \text{ mm}$

$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t$ Alors on prend $p_2 = 100 \text{ mm}$

➤ Pinces (e_1, e_2)

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 80 \text{ mm}$

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 40 \text{ mm}$

VI.2.2.3 Vérification de moment résistant effectif de l'assemblage :

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

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_{p,cd} \times \sum h_i^2}{h_1}$$

$$\sum h_i^2 = (80^2 + 120^2 + 240^2 + 320^2 + 400^2) = 340800 \text{ mm}^2 = 0,3408 \text{ m}^2$$

$$F_{p,cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 192 = 13440 \text{ daN}$$

$$M_{Rd} = \frac{2 \times 13440 \times 0,3408}{0,4} = 22731,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 13169 \text{ daN.m} < M_{Rd} = 22731,36 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.2.4 Vérification de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$V_{t,sd} \leq n \cdot F_{s,Rd}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \times m \times \mu}{\gamma_{m2}} \times F_{p,cd}$$

- $F_{p,cd}$: la précontrainte de calcul

$$F_{p,cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 192 = 13440 \text{ daN} \quad (\S 6.5.6.2 (1)/CCM97)$$

- $V_{t,sd}$: Effort de calcul par boulon
- m : le nombre de surfaces de frottements ($m = 1$)
- μ : le coefficient de frottement dépendant de la classe de traitement de surface ($\mu=0,3$)
- $k_s = 1$ pour les trous à tolérances normales.

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3}{1,25} \times 13440 = 3225,6 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{3992}{10} = 399,2 \text{ daN} < F_{s,Rd} = 3225,6 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.3. Assemblage des contreventements (2*CAE90×90) :

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de la barre de la stabilité avec le gousset soudé avec la semelle de poteau.

Les deux barres qui forment un X sont boulonnées avec un gousset au milieu.

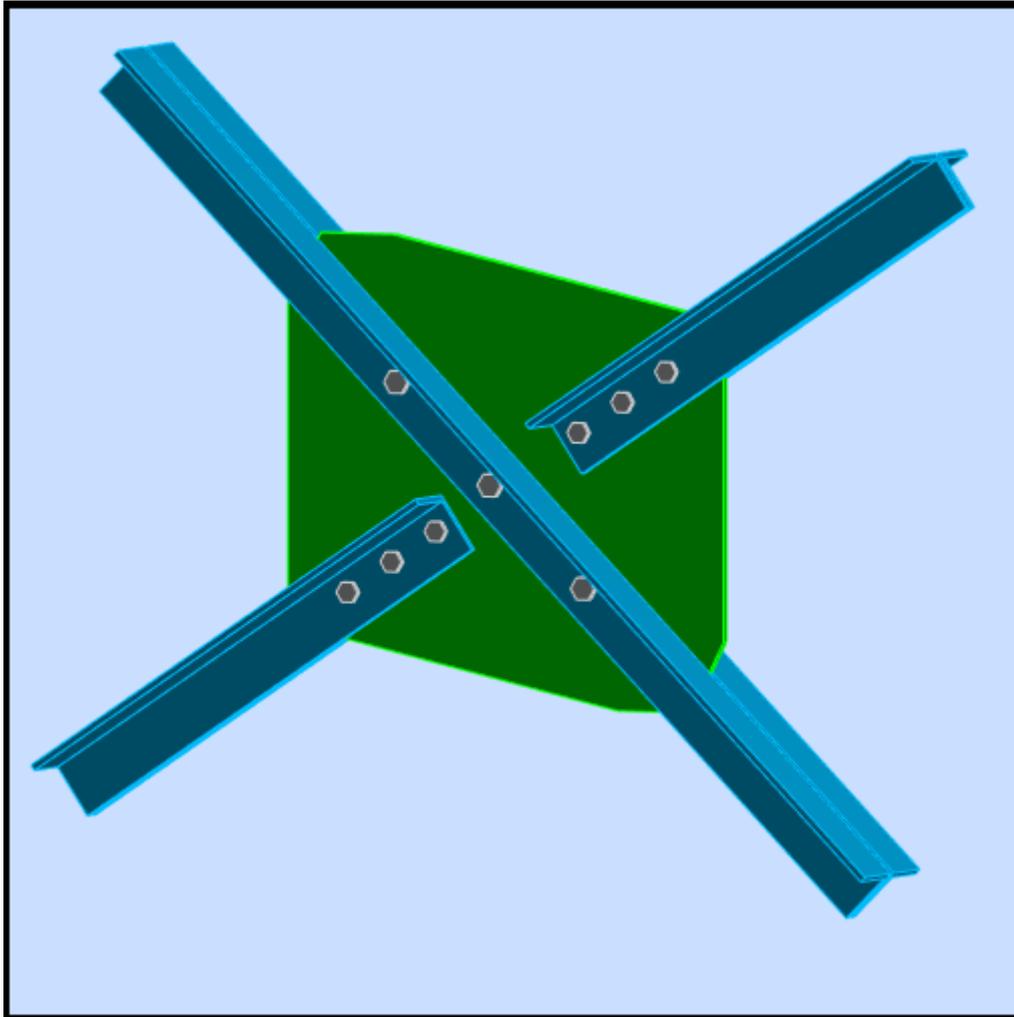


Figure VI.6: Assemblage stabilité en X.

VI.2.3.1 Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 1.35.G + 1.5.Q :

$$N_{sd} = 2166.17 \text{ daN}$$

VI.2.3.2 Caractéristiques du gousset :

- La dimension du gousset : $660 \times 660 \text{ mm}^2$
- Le diamètre de trou $d_0 = 18 \text{ mm}$
- On suppose $t = 10 \text{ mm}$

VI.2.3.3 Disposition constructive :

L'assemblage est réalisé avec une file de 3 boulons $\varnothing 16$ classe 8.8 dans chaque côté de la barre.

$$t = \min(t_w ; t_{\text{gousset}}) = \min(9 ; 10) = 9 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 18 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes (p_1)**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ alors on prend } p_1 = 80 \text{ mm}$$

➤ **Pinces (e_1)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \text{ alors on prend } e_1 = 40 \text{ mm}$$

VI.2.3.4 Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq n F_{v,Rd}$$

Avec : n le nombre des boulons n = 3

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3/CCM97})$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times \frac{157 \times 800}{1.25} = 10048 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{3} = 722.05 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 10048 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.3.5 Vérification de la pression diamétrale :

$$\frac{N_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} \quad (\text{Tableau 65.3/CCM97})$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.74; 1.23; 2.23; 1) = 0.74$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,74 \times 360 \times 16 \times 9}{1.25} = 7672.3 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{3} = 722.05 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 7672.3 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VI.2.4. Ancrage pied de poteau :

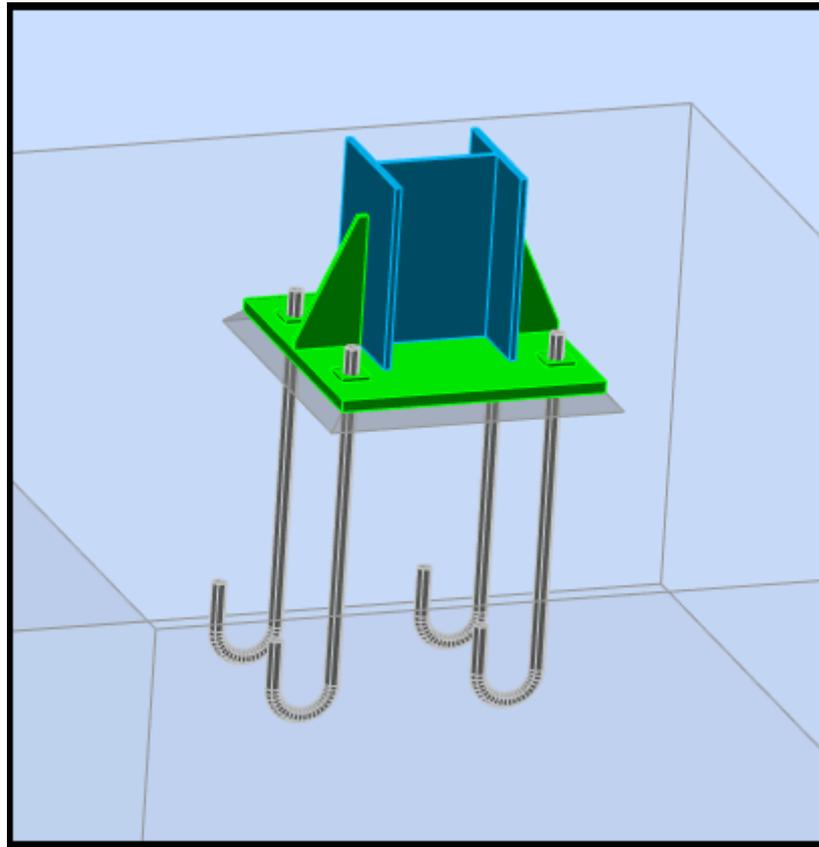


Figure VI.11: Ancrage pied de poteau.

VI.2.4.1 Effort sollicitant :

Le dimensionnement de la plaque d'assise d'un HEA 280 se fait sous l'action des charges suivantes :

$$N_{sd} = 16169.52 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3231.81 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 7772.39 \text{ daN.m}$$

VI.2.4.2 Dimensionnement de la plaque d'assise :

- **Resistance du béton à la compression :**

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$\gamma_c = 1.5 ; \alpha_{cc} = 1 \quad \Rightarrow \quad f_{cd} = 1 \times 25 / 1.5 = 16.7 \text{ N/mm}^2$$

- **Resistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :**

$$f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd}$$

$\beta_j = 2/3$: La valeur du coefficient du matériau de scellement

$\alpha = 1,5$: Les dimensions de la fondation étant inconnues

$$f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

- **Estimation de l'aire de la plaque d'assise :**

$$A_{co} = \max\left(\frac{1}{h.b} \times \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}}\right)^2; \frac{N_{sd}}{f_{cd}}\right)$$

$$A_{co} = \max\left(\frac{1}{270 \times 280} \times \left(\frac{161695.2}{16,7}\right)^2; \frac{161695.2}{16,7}\right)$$

$$A_{co} = \max(1240.05; 9682.34) = 9682.34 \text{ mm}^2$$

- **Choix du type de la plaque d'assise :**

$$A_{co} = 9682.34 < 0,95 h.b = 0,95 \times 270 \times 280 = 71820 \text{ mm}^2$$

→ Une plaque à projection courte est satisfaisante

Les dimensions de la plaque d'acier :

$$b_p \geq b + 2t_f = 280 + 2 \times 13 = 306 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h + 2t_f = 270 + 2 \times 13 = 296 \text{ mm}$$

On prend : $b_p = 560 \text{ mm}$; $h_p = 540 \text{ mm}$

Ce qui donne : $A_{co} = 560 \times 540 = 302400 \text{ mm}^2 > 9682.34 \text{ mm}^2$

- **Calcul de la largeur d'appui supplémentaire C :**

En posant : $t = 25 \text{ mm}$ comme épaisseur de la platine.

$$C = t \left(\frac{f_{yp}}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{m0}} \right)^{0,5} = 25 \times \left(\frac{235}{3 \times 16,7 \times 1,1} \right)^{0,5} = 51.62 \text{ mm}$$

$$C = 51.62 < \frac{h - 2t_f}{2} = 122 \text{ mm}$$

→ Il n'y a pas de recouvrement des ails en compression pour les tronçons des deux semelles.

- **Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise :**

L'épaisseur de la plaque devra satisfaire aux conditions suivantes :

$$t_p \geq t_{p.min} = c \sqrt{\frac{3 \times f_j \times \gamma_{m0}}{f_y}} = 51.62 \times \sqrt{\frac{3 \times 16,67 \times 1,1}{235}} = 24.97 \text{ mm}$$

→ On adopte une épaisseur de la plaque d'assise de : $t_p = 25 \text{ mm}$

- **Cordon de soudure :**

On choisit le cordon de soudure platine-poteau à l'aide de l'abaque de pré-dimensionnement de la gorge :

HEA 280 : $t_w = 8 \text{ mm}$; $t_f = 13 \text{ mm}$

$$a_{\min} = 2.6 \text{ mm} \leq a_w \leq a_{\max} = 7.2 \text{ mm}$$

$$a_{\min} = 3.8 \text{ mm} \leq a_f \leq a_{\max} = 9.4 \text{ mm}$$

On choisit un cordon de soudure de 5 mm

- **Calcul de la résistance à la flexion en présence de l'effort axial :**
 - **Resistance en compression d'un tronçon en T de la semelle :**

$$F_{c.Rd} = f_{jd} \times b_{eff} \times l_{eff}$$

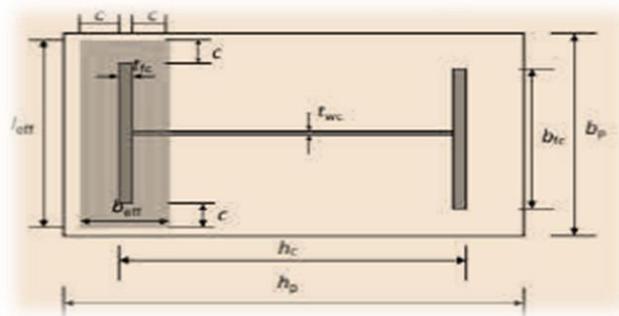


Fig. VI.6 Illustration de la partie comprimée du pied de poteau

$$l_{eff} = \min(b_p; b_{fc} + 2c) = \min(560; 280 + 2(51.62)) = 383,24 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = \min\left(c; \frac{h}{2} - t_{fc}\right) + t_{fc} + \min\left(c; \frac{h_p - h_c}{2}\right)$$

$$b_{eff} = \min\left(51,62; \frac{270}{2} - 13\right) + 13 + \min\left(51,62; \frac{540 - 270}{2}\right) = 116,24 \text{ mm}$$

$$\rightarrow F_{c.Rd} = 16,7 \times 383,24 \times 116,24 = 74394.85 \text{ daN}$$

- **Resistance au cisaillement de l'assemblage :**

$$F_{v.sd} < F_{w.Rd} = F_{f.Rd} + n_b \times F_{vb.Rd}$$

Résistance par frottement en présence d'un effort axial de compression:

$$F_{f.Rd} = 0,2 \cdot N_{sd} = 0,2 \times 16169.52 = 3233.904 \text{ daN}$$

Pour 4 tiges M30 de classe 8.8 : le choix est justifié par le logiciel ROBOT

$$A_s = 561 \text{ mm}^2$$

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_{cb} \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{m2}}$$

$$\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003 \cdot f_{yb} = 0.44 - 0.0003 \times 640 = 0,248$$

$$F_{vb,Rd} = \frac{0,248 \times 561 \times 800}{1,25} = 8904.19 \text{ daN}$$

$$F_{w,Rd} = 3233.904 + 8904.19 \times 4 = 38850.664 \text{ daN} > F_{v,sd} = V_{sd} = 3231.81 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

➤ **Résistance au cisaillement de la soudure :**

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{a_w \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec : $\beta_w = 0,8$; $\gamma_{mw} = 1,25$; $a_w = 5 \text{ mm}$

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme :

$$\sum l = 2 \times (h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r) = 2 \times (270 - 2 \times 13 - 2 \times 24) = 392 \text{ mm}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{5 \times 392 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 40737.83 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3231.81 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 40737.83 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc : la soudure de l'âme résiste au cisaillement.

➤ **Longueurs participantes du tronçon en T équivalent tendu :**

Calcul de Longueurs efficaces du tronçon en T :

$$W = 320 \text{ mm} ; e = 60 \text{ mm} ; ex = 70 \text{ mm} ; mx = 75 \text{ mm}$$

• **Mécanisme circulaire :**

$$l_{eff,cp} = \min \begin{cases} 2 \pi mx = 471,23 \text{ mm} \\ \pi mx + w = 555,61 \text{ mm} \\ \pi mx + 2e = 355,61 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow l_{eff,cp} = 355,61 \text{ mm}$$

• **Mécanisme non circulaire :**

$$l_{eff,np} = \min \begin{cases} 4mx + 1,25ex = 387,5 \text{ mm} \\ 2mx + 0,625ex + \frac{w}{2} = 353,75 \text{ mm} \\ 2mx + 0,625ex + e = 253,75 \text{ mm} \rightarrow l_{eff,np} = 253,75 \text{ mm} \\ \frac{bp}{2} = 280 \text{ mm} \end{cases}$$

- **Vérification de la résistance de tiges d'ancrage :**

$$F_{t,anc,Rd} = \min[f_{t,bond,Rd}; f_{t,Rd}]$$

Résistance du boulon d'ancrage a la traction :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{0,9 \times 561 \times 800}{1,25} = 32313,6 \text{ daN}$$

- **Calcul de la contrainte d'adhérence:**

On a : $d \leq 32 \text{ mm}$

$$f_{bd} = \frac{0,36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36 \times \sqrt{25}}{1,25} = 1,2 \text{ MPa}$$

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 $d = 30 \text{ mm}$

l_b : L'encrage dans le béton $l_b = 640 \text{ mm}$

f_{ck} : Résistance du béton : $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

α : Facteur tenant en compte la forme de la tige : crochet $\rightarrow \alpha = 0,7$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times 30 \times 640 \times 1,2}{0,7} = 10340,32 \text{ daN}$$

$$F_{t,anc,Rd} = \min [F_{t,bond,Rd}; F_{t,Rd}] = \min [10340,32 ; 32313,6] = 10340,320 \text{ daN}$$

- **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

$$L_b = 8.d + e_m + t_p + t_{wa} + 0,5.k$$

t_{wa} : Épaisseur de la rondelle $t_{wa} = 5 \text{ mm}$

k : Épaisseur de l'écrou $k = 0.8 \cdot d = 0.8 \times 30 = 24 \text{ mm}$

e_m : Épaisseur de mortier de calage : $e_m = 30 \text{ mm}$

$$L_b = 8 \times 30 + 30 + 25 + 5 + 0.5 \times 24 = 312 \text{ mm}$$

L_b^* : Longueur limite d'allongement du boulon d'ancrage :

$$l_{eff,1} = \min(l_{eff,nc} ; l_{eff,np}) = 253.75 \text{ mm}$$

$$L_b^* = \frac{8,8 \times m x^3 \times A_s}{l_{eff,1} t_p^3} = \frac{8,8 \times 75^3 \times 561}{253.75 \times 25^3} = 276.08 \text{ mm}$$

$$\rightarrow L_b^* = 276.08 \text{ mm} < L_b = 312 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Résistance à la flexion de la plaque d'assise (par unité de longueur)**

$$m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 f_{yp}}{4 \times \gamma_{m0}} = \frac{25^2 \times 235}{4 \times 1,1} = 3338.06 \text{ daN}$$

Résistances à la flexion de la plaque d'assise :

Model 1 : $M_{pl,1,Rd} = m_{pl,Rd} \times l_{eff,1} = 847.03 \text{ daN.m}$

$$l_{eff,1} = \min(l_{eff,nc} ; l_{eff,np}) = 253.75 \text{ mm}$$

- **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:

$$F_{t,1-2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m_x} = \frac{2 \times 847.03}{0.075} = 22587.46 \text{ daN}$$

✓ Mode 3:

$$F_{t,3,Rd} = 2 \cdot F_{t,Rd,anchor} = 2 \times 10340.320 = 20680.640 \text{ daN}$$

✓ Mode 4:

$$F_{t,4,Rd} = \frac{b_{eff,t} \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{253.75 \times 8 \times 235}{1,1} = 40291,81 \text{ daN}$$

Avec : $b_{eff,t} = l_{eff,1} = 253.75 \text{ mm}$

$$F_{T,Rd} = \min(F_{t,1-2,Rd} ; F_{t,3,Rd} ; F_{t,4,Rd}) = 20680.64 \text{ daN}$$

• **Vérification à la résistance en flexion :**

Moment de flexion dominant:

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = \min \left[\frac{-F_{C,Rd} \times Z}{\frac{Z_T}{e_N} - 1}; \frac{F_{T,Rd} \times Z}{\frac{Z_C}{e_N} + 1} \right]$$

$$Z = Z_T + Z_C = 210 + 128.5 = 288.5 \text{ mm}$$

$$e_N = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{7772.39}{16169.52} = 0.48$$

$$Z_T = 210 \text{ mm}$$

$$Z_T = \frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} = \frac{270}{2} - \frac{13}{2} = 128.5 \text{ mm}$$

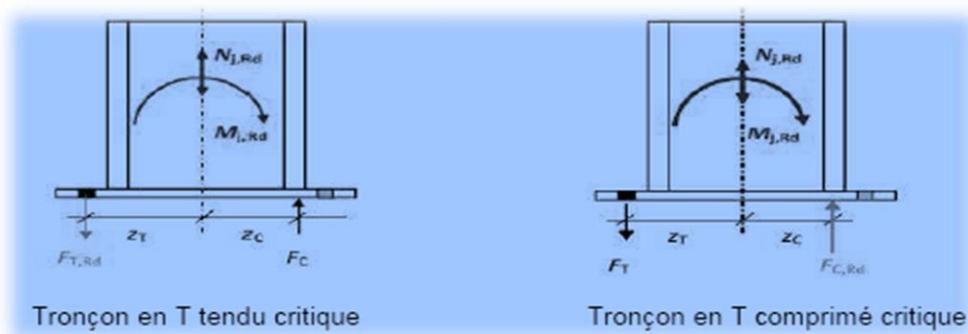


Fig VI.7 Illustration moment+effort normal

$$M_{Rd} = \min \left(\frac{-74394.85 \times 0.2885}{\frac{0,21}{0,48} - 1}; \frac{20680.64 \times 0.2885}{\frac{0,1285}{0,48} + 1} \right)$$

$$M_{Rd} = \min(38156.29; 8706.27) = 8706.27 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 7772.39 \leq M_{Rd} = 8706.27 \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.3. Conclusion :

Ce chapitre traite l'étude des assemblages entre les différents éléments de la structure pour assurer la stabilité et la sécurité de cette dernière, ces éléments sont (poteau- traverse ; traverse-traverse ; contreventements et pied de poteau)

Chapitre VII

Dimensionnement des éléments de fondation

VII.1. INTRODUCTION :

Les fondations d'une construction sont faites pour transmettre toutes les sollicitations de la superstructure au sol, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage car elle assure la stabilité générale de la structure.

Le calcul va se faire au début sur les pieds de poteaux en déterminant toutes les dimensions et paramètres, ensuite l'étude de l'infrastructure qui demande la reconnaissance géologique et géotechnique du terrain, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques du sol.

VII.2. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant les critères essentiels à savoir :

- Stabilité totale de la structure.
- Solution économique et facile à réaliser.
- Type de construction.
- Caractéristiques du sol.
- Charges apportées par la structure.

VII.3. Caractéristiques géotechniques :

Absence de rapport géotechnique on suppose la contrainte de sol :

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$$

VII.4. Dimensionnement des semelles :

On va dimensionner pour des semelles isolées sollicitées à un effort normal et on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est :

$$1.35.G + 1.5.Q = 2307.30 \text{ daN}$$

Avec : $N_{\text{sd}} = 2307.30 \text{ daN}$

VII.4.1. Dimensionnement des semelles :

Dimensions de la plaque d'assise $\begin{cases} a = 560 \text{ mm} \\ b = 540 \text{ mm} \end{cases}$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = 1.03 \times B$$

On doit vérifiée que: $\sigma_{\text{cal}} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}}$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = \frac{N_s}{A \times B}$$

$$A \times B \leq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$1.03 \times B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{23073}{20000}} \times \frac{1}{1.03} = 1.04 \text{ m}$$

On prend : $\begin{cases} A = 2.5 \text{ m} \\ B = 2 \text{ m} \end{cases}$

➤ **Hauteur de la semelle :**

$$d \geq \frac{A - a}{4} = \frac{250 - 56}{4} = 48.5 \text{ cm}$$

On prend : $d = 50 \text{ cm}$

Alors : $h = d + 5 = 50 + 5 = 55 \text{ cm}$

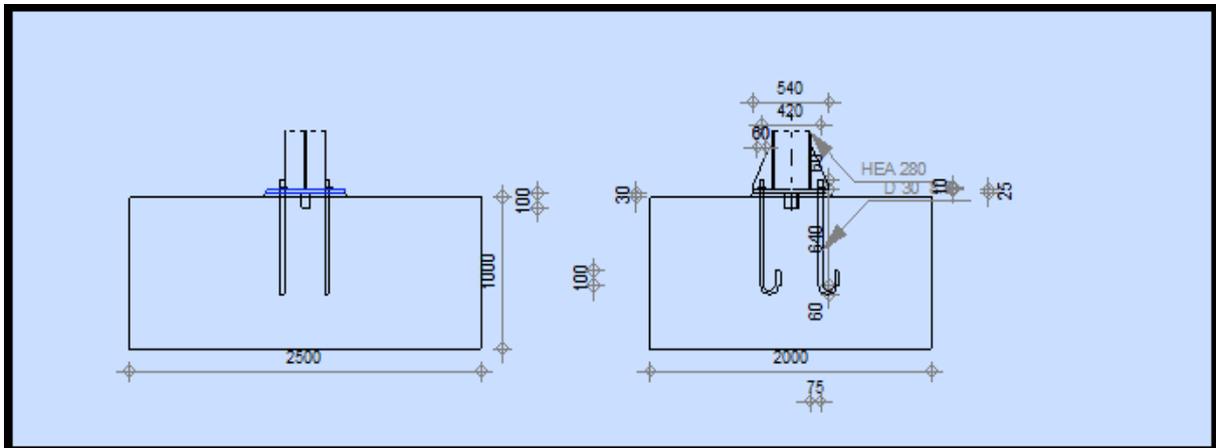


Figure VII.1: Dimensions de la semelle.

➤ **Calcul Ferrailage :**

Par la méthode des bielles

• **Calcul de A_a :**

ELU : 1,35. G +1,5. Q

$N_{sd} = 2307.30 \text{ daN}$

$$A_u = \frac{N_U \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{2307,30 \times (2,5 - 0,56)}{8 \times 0,50 \times 347,826 \times 10^5} = 0,32 \text{ cm}^2$$

ELS : G + Q :

$$N_{sd} = 1722,68 \text{ daN}$$

$$A_s = \frac{N_s \times (A - a)}{8 \times d \times \overline{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{sol} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{1722,68 \times (2,5 - 0,56)}{8 \times 0,50 \times 201,63 \times 10^5} = 4,14 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de A_b :**

ELU : 1,35. G + 1,5. Q

$$N_{sd} = 2307,30 \text{ daN}$$

$$A_u = \frac{N_U \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{2307,30 \times (2 - 0,54)}{8 \times 0,50 \times 347,826 \times 10^5} = 0,24 \text{ cm}^2$$

ELS : G + Q

$$N_{sd} = 1722,68 \text{ daN}$$

$$A_s = \frac{N_s \times (B - b)}{8 \times d \times \overline{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{sol} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{1722,68 \times (2 - 0,54)}{8 \times 0,50 \times 201,63 \times 10^5} = 3,11 \text{ cm}^2$$

On prend : 10T14 avec : $A_{st} = 15.39 \text{ cm}^2$ pour les deux directions.

➤ **Vérification de condition de non-fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times B \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$A_{st} = 15.39 \text{ cm}^2$$

$$0,23 \times 2 \times 0,50 \times \frac{(0,06 \times 25 + 0,6)'}{400} = 12.07 \text{ cm}^2 < A_{st} = 15.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 15,39 \text{ cm}^2 > 12.07 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul de l'espacement :**

$$S_t \leq \min(15. \phi_{\min} ; 40 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 1.4 ; 40 \text{ cm}) = 21 \text{ cm} \quad (\text{A.8.1, 3/BAEL91}).$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

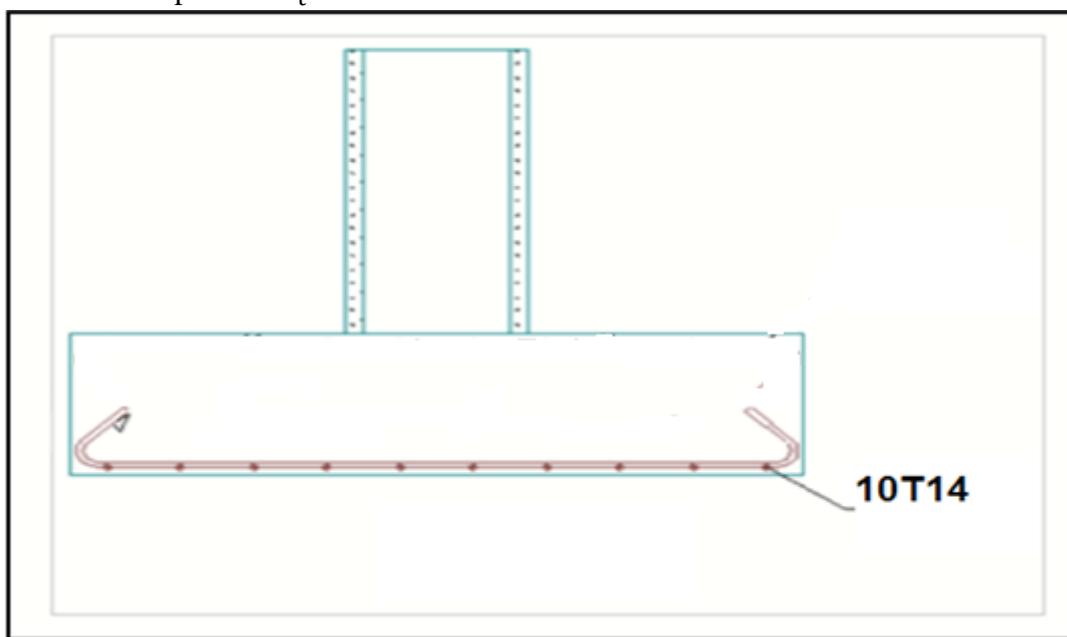


Figure VII.2: Vue en élévation du ferrailage.

VII.4.2. Dimensionnement des fûts :

Ce type de fondations est utilisé lorsque la couche de mauvais sol a une épaisseur inférieure à 5 m ou dans le cas des sols gonflants.

Les fondations sont ancrées à $A = 2.5 \text{ m}$; l'assemblage platine massif doit être au-dessous du sol. Donc on prévoit un poteau en BA (fut) de dimension $(60 \times 60) \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul ferrailage :**

D'après le RPA99/Version 2003 (**article 7.4.2.1**) la section minimale d'armature longitudinale est : $A_{\min} = 0,8\% \cdot B$

$$\text{Alors : } A_{\min} = 0,8\% \times (60 \times 60) = 28,8 \text{ cm}^2$$

On prend : 15T16 avec : $A = 30,16 \text{ cm}^2$.

Avec des Cadres $\emptyset 8$

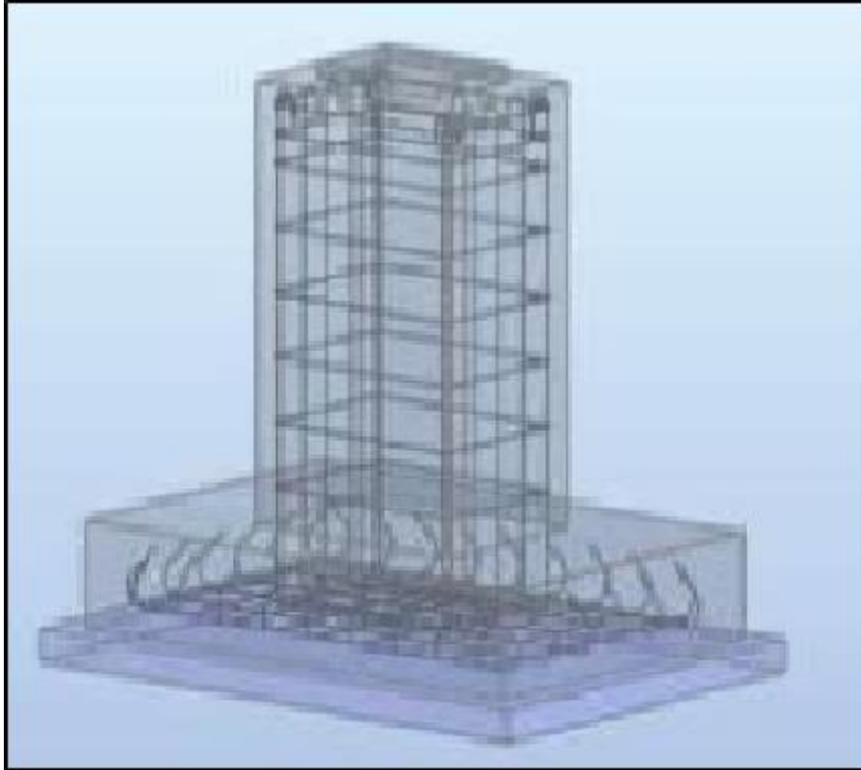


Figure VII.3: Ferrailage de la semelle.

VII.5. CALCUL DES LONGRINES :

Les longrines sont pour rôle de relier les semelles entres elles, elles sont soumises a un effort de traction.

➤ **Dimensionnement des longrines :**

Selon le RPA99/Version 2003, pour un sol de type S₃, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 30 cm × 40 cm

➤ **Calcul de ferrailage :**

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N_{sd}}{\alpha} \geq 20 \text{ kN} \quad (\text{RPA99 version 2003. Article. 10.1.1. b})$$

Avec :

$N_{sd} = 2307.30 \text{ daN}$ (calculée par ROBOT sous le combinaison 1.35.G + 1.5.Q).

α = Coefficient fonction de la zone et de la catégorie de site.

Pour notre cas : zone sismique IIa et catégorie de site S₃ → $\alpha = 12$

- **L'ELU :**

$$F = \frac{N_U}{\alpha} = \frac{2307.30}{12} = 192.27 \text{ daN} < 2000 \text{ daN} \text{ Condition non vérifiée.}$$

$$\rightarrow A_u = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{192.27}{347.826 \times 10} = 0.055 \text{ cm}^2$$

- **L'ELS :**

$$F = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{1722.68}{12} = 143.55 \text{ daN} < 2000 \text{ daN} \text{ Condition non vérifiée.}$$

$$\rightarrow A_u = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{143.55}{201,63 \times 10} = 0.07 \text{ cm}^2$$

Le RPA99/V2003 exige une section minimale :

$$A_{\min} = 0,6\% \cdot B = 0,6\% \times (30 \times 40) \text{ cm}^2 = 7.2 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend 6T14 avec : $A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2$

- **Vérification de condition de non-fragilité**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2 ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$0,23 \times 0,30 \times 0,40 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2 < A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$\phi_{\min} \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_{\min} ; \frac{b}{10}\right) = \min(11,4 ; 14 ; 30) = 11,4 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

- **Calcul d'espacement des cadres :**

Le RPA99/V2003 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t < \min(20 \text{ cm} ; 15 \cdot \phi_t) = \min(20 \text{ cm} ; 15 \times 0,8) = 12 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } S_t = 10 \text{ cm} .$$

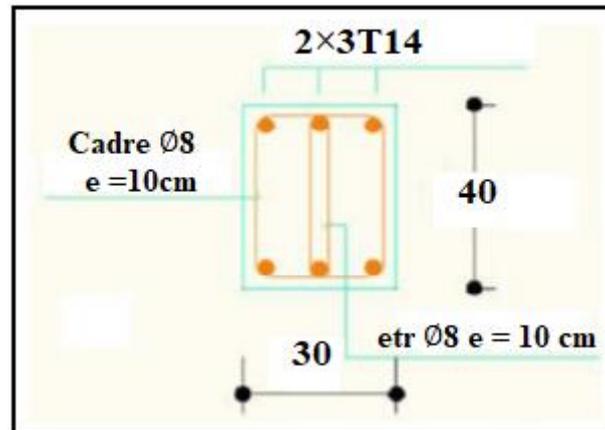


Figure VII.4: Coupe transversale de la longrine.

VII.6. CONCLUSION :

Ce chapitre résume l'étude des éléments de fondations reportent les charges permanentes G (poids propre) et les charges d'exploitation Q à un niveau convenable en assurant la stabilité et la sécurité de la structure et la bonne transmission des charges.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions :

L'utilisation du logiciel **ROBOT** dans notre étude a pour but de faciliter les calculs et d'être proche que possible de la réalité pour obtenir des meilleurs résultats.

Dans la structure métallique étudiée, les actions du vent sont les plus défavorables par rapport à l'action sismique.

Le règlement **CCM97** a été utilisé dans ce projet afin de vérifier la stabilité des éléments de la structure cisaillement au déversement. Ces vérifications ont montré que le système structural de l'ouvrage est stable.

La disposition des contreventements a été judicieuse pour assurer le bon comportement global de structure.

La conception des assemblages et l'étude de l'infrastructure a été réfléchi pour assurer la stabilité et la sécurité de la structure.

Enfin, nous souhaitons que ce travail, bien qu'il fût une première expérience dans ce vaste domaine, soit bénéfique et comme référence pour les promotions à venir.

Références bibliographiques :

1. Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION, centre national de recherche appliquée en génie parasismique (Algérie).
2. Document Technique Réglementaire D.T.R-C-2-47 ; RÈGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, CNERIB
3. 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).
4. Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2-48 ; RÈGLES PARASISMIQUES ALGÉRIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 » par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003 (Algérie).
5. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisée 99 » MINISTÈRES DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000 (France).
6. Eurocodes 3et 4.
7. Lahlou Dahmani « CALCUL DES ÉLÉMENTS DE CONSTRUCTION MÉTALLIQUE SELON L'EUROCODE 3 ».
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. Derfouf Abdelillah et Mr. Bendahou Azzedine : « ETUDE D'UNE HALLE INDUSTRIELLE EN CHARPENTE MÉTALLIQUE AVEC PONT ROLLANT À HASSI AMEUR, WILAYA DE TLEMCEN » , PFE Master, Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen, 2018 - 2019.

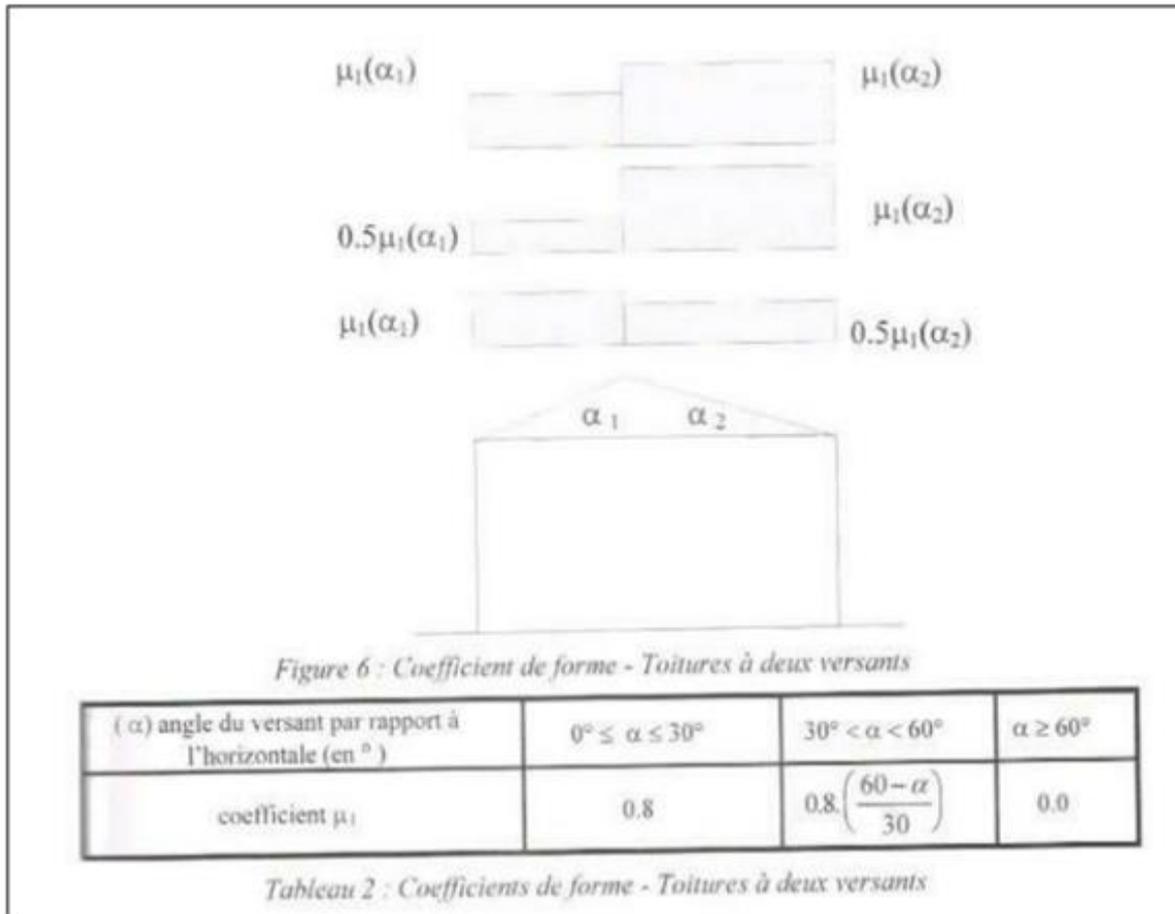
ANNEXES

Annexe A

Chapitre II: Evaluation des charges et surcharges

(Selon RNV - Version2013)

A.1 Coefficient de forme μ – Toiture à un deux versants



A.2 Valeurs de la pression dynamique de référence $q_{réf}$

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

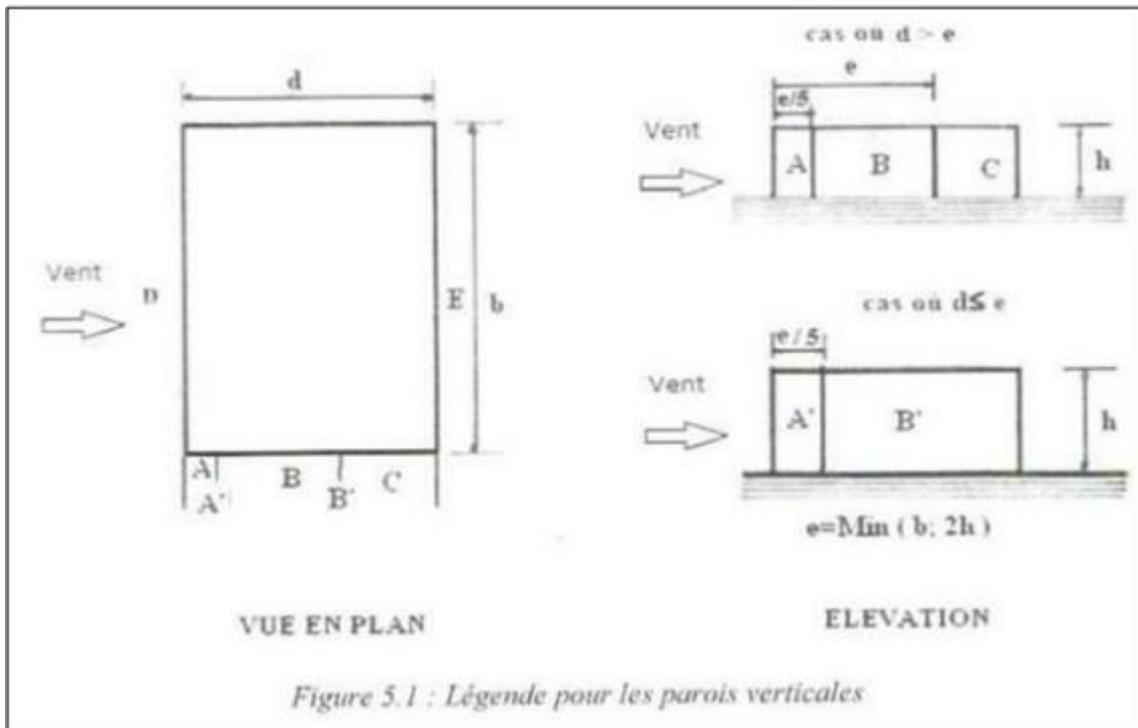
Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

A.3 Définition des catégories de terrain

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

A.4 Légende pour les parois verticales



A.5 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	
$C_{pe,0}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,0}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,0}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,0}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,0}$	$C_{pe,1}$
-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:

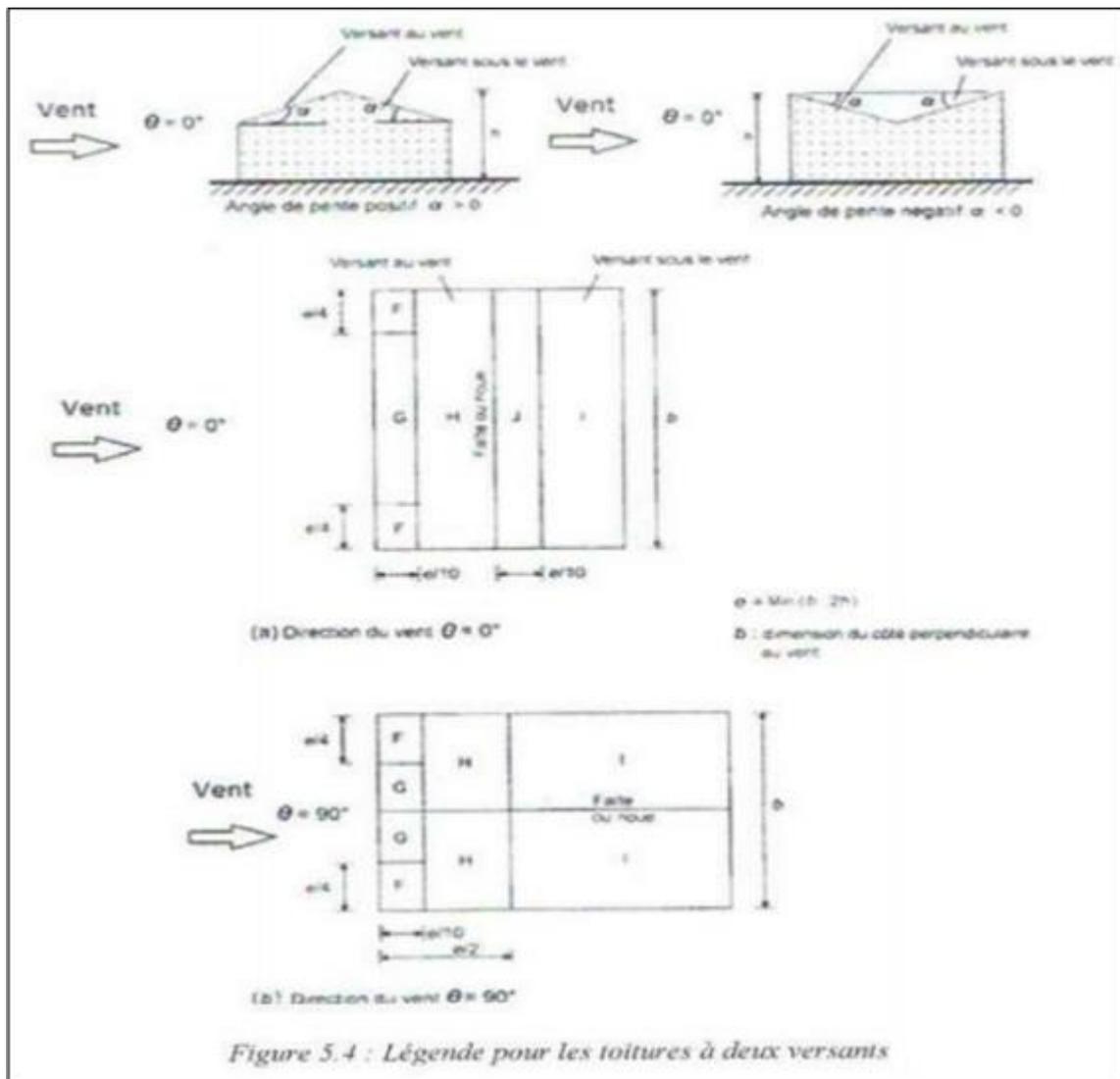


Figure 5.4 : Légende pour les toitures à deux versants

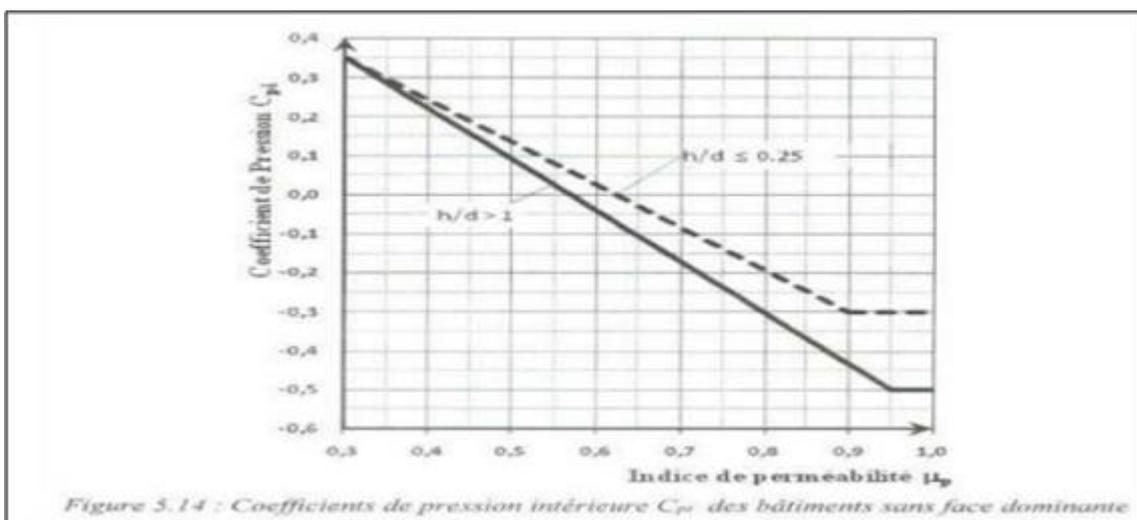
A.7 Coefficient de pression extérieure C_{pe} pour la toiture à deux versants:

Angle de pente α	Zones pour vent de direction $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-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	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-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 α	Zones pour vent de direction $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
-45°	-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



A.9 Aire de frottement

Type de paroi	Schéma	A_{fr} ou $A_{fr,j}$ (en m^2)
Paroi verticale		$A_{fr,j} = d \times h_j$ $A_{fr} = d \times h$
Toiture plate ou couverture		$A_{fr} = d \times b$
Toiture à deux versants Vent parallèle aux génératrices		$A_{fr} = (\text{longueur ABC du développé}) \times d$
Toiture à versants multiples - Toiture en sheds Vent parallèle aux génératrices		$A_{fr} = (\text{somme des longueurs des développés de la toiture}) \times d$
Toiture à versants multiples - Toiture en sheds Vent perpendiculaire aux génératrices		$A_{fr} = (\text{longueur AB}) \times d$ AB est la longueur projetée en plan de la toiture sans considérer le premier et le dernier versant
Toiture en forme de voûte Vent parallèle aux génératrices		$A_{fr} = (\text{longueur de l'arc AB}) \times d$

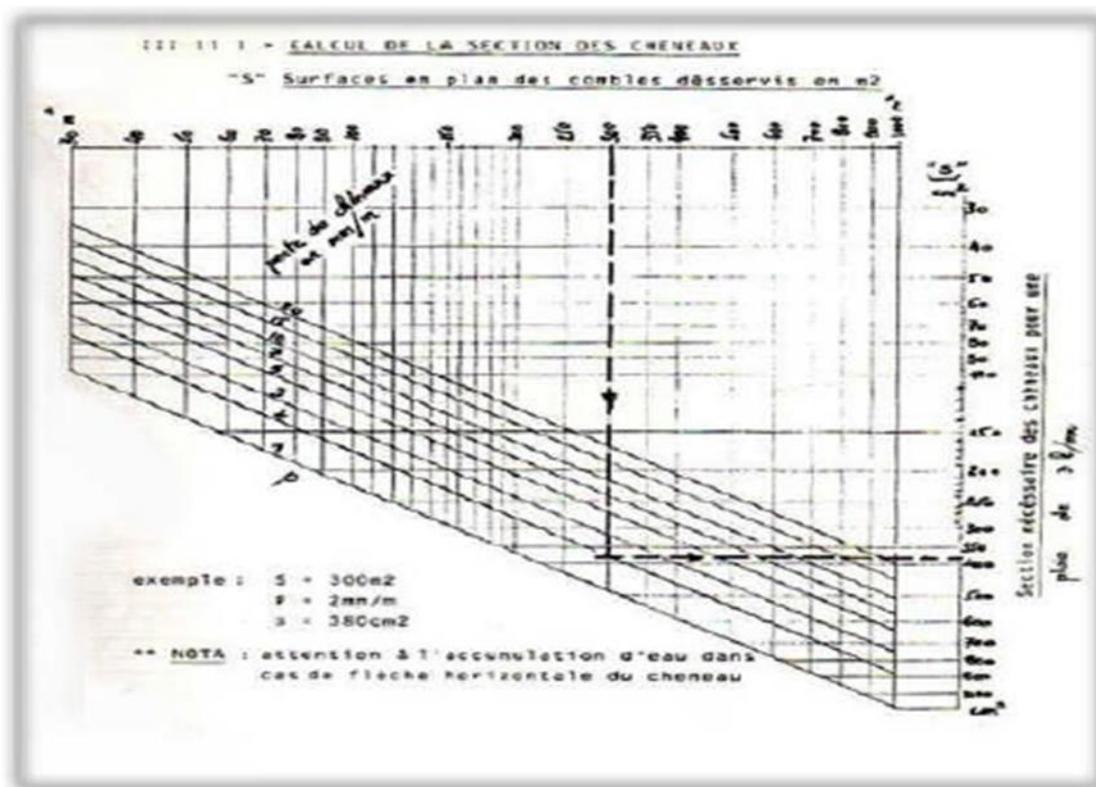
Tableau 2.9 : Aire de frottement A_{fr}

ANNEXE B

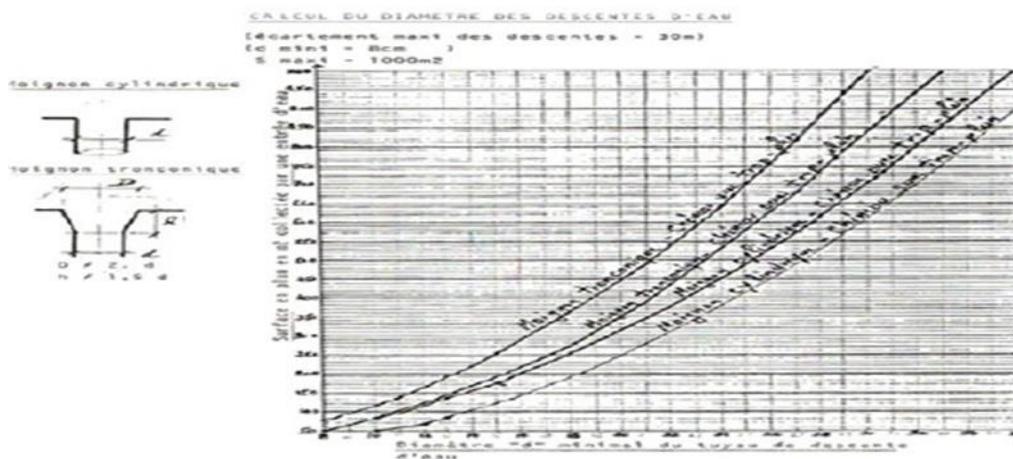
Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires et principaux (CCM 97)

B-1) calcul des chéneaux (selon le calcul pratique des ossatures métalliques –par C.G.S).

Abaque B1

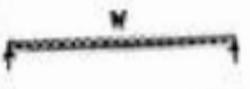
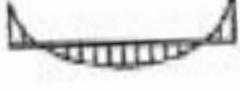
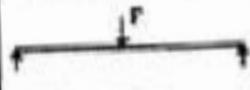
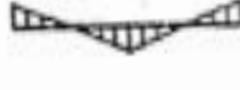
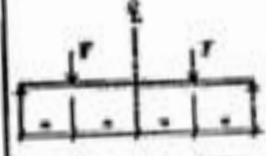
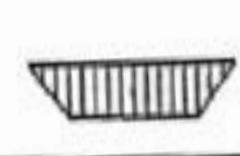


Abaque B2



B-2) Coefficient C1 :

Tableau B.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 , pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales

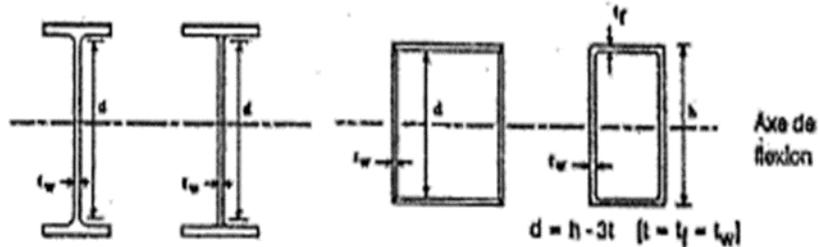
Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,552	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,540
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,045	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,800

Activer

Tableau 53.1 : Feuille 1

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

(a) *Ames* : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)^f



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 $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 300 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,67 + 0,33\psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$	
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,81

C.7 Poids du bardage en Panneau Sandwich (LL35)

ceYital Spa

lot D, N°6 ZHUN Gand II –
Kouba – Alger
Tél : (213) 21 56 36 10 à 85
Fax : (213) 21 56 36 20

BATICOMPOS

BATICOMPOS Spa
Société de Composants Industrialisés
DIRECTION GÉNÉRALE
BP 75 Béni – Mançour WIBEJAJA
Tél : + (213) 834 34 01 537476777
Fax : + (213) 834 34 01 69

FICHE TECHNIQUE

PANNEAU SANDWICH BARDAGE (LL35, LL40, LL60, LL80, LL100, LL150, LL200)

Description

1. Principe

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, est un produit composite, fabriqué industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Ces composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale

2. Matériaux

2.1 Tôle d'acier

Parements interne et externe en tôle d'acier d'épaisseur nominale minimum 0,4 mm, galvanisé à chaud en continu selon les normes NF EN 10326 ; NF EN 10142 et NF EN 10143 :

Nuance d'acier : DX51D ou S280GD
Épaisseur de la couche de Zn : 150 g/m² pour les deux faces

Nature et épaisseur du revêtement organique :
-Recto : 25 m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).
-Verso : 7 m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).

Les parois ont pour épaisseur

Bardage LL : - 0,55 mm à l'intérieur,
- 0,55 mm à l'extérieur.

2.2 Mousse isolante

L'isolant est constitué de mousse rigide de polyuréthane expansée, obtenue par injection en continu d'un mélange de polyol, isocyanate, catalyseur et agent d'expansion de type Pentane, dont les caractéristiques sont indiquées ci-après :

1

Tableau 1 – Caractéristiques de la formulation

Caractéristiques	Spécifications
Masse volumique selon NF EN1602	40 kg/m ³ ± 2 kg/m ³
Traction perpendiculaire (adhérence sur parement) selon NF EN 1607	80 kPa
Compression sous 10 % d'écrasement selon NF EN 826	100 kPa
Flexion quatre points selon Pr EN 14509	100 kPa
Stabilité dimensionnelle (48 h à 70 °C)	2 %
Stabilité dimensionnelle (48 h à -20 °C)	1 %

3. Caractéristiques dimensionnelles

Tableau 2 : Dimensions et tolérances

Dimensions (mm)		Tolérances (mm)
Largeur hors tout	1000 à 2000	7,5
Largeur utile du panneau	Bardage :1000	± 2
Longueur du panneau	< 1000	5
	1000 à 2000	7,5
	2001 à 4000	10
	4000	15
Epaisseurs nominales	35 – 40-60-80-100-150-200	± 2
Défaut d'équerrage		6
Défaut de planéité (en fonction de la longueur mesurée L)	L = 200 mm L = 400 mm L > 700 mm	— Défaut de planéité 0,6 mm — Défaut de planéité 1,0 mm — Défaut de planéité 1,5 mm

4. Poids spécifique (kg/m³) :

Type de panneau	LL35	LL40	LL60	LL80	LL100	LL150	LL200
Poids spécifique	10.9	11.2	11.84	12.75	13.64	15.4	17.3

5. Autres informations techniques

5.1 Isolation thermique :

Pour le noyau de mousse qui est recouvert des 2 cotés de peaux étanches à la diffusion, le coefficient de conduction thermique (λ) = 0,026 w/m.k

Panneau	LL35	LL60	LL80	LL100	LL 40	LL150	LL200
Coefficient de transmission thermique (w/m ² .K)	0.53	0.32	0.24	0.19	0.5	0.18	0.135

5.2 Isolation phonique: LL 35 = 26 dB

2

C.8 Poids de la toiture en Panneau Sandwich (TL75)

ceYital Spa

lot D, N°6 ZHUN Gand II -
Kouba - Alger
Tel : + (213) 21 06 39 10 à 80
Fax : + (213) 21 06 38 20

BATICOMPOS

BATICOMPOS Spa
Société de Composants Industriels
DIRECTION GÉNÉRALE
BP 75 Béni - Mançour WIBEJAJA
Tél : + (213) 834 34 01 73/74/76/77/
Fax : + (213) 834 34 01 69

FICHE TECHNIQUE

PANNEAU SANDWICH TOITURE (TL75)

Description

1. Principe

Le panneau sandwich d'enveloppe de bâtiment, est un produit composite, fabriqué industriellement en continu, comportant un parement extérieur métallique, une âme isolante et un parement intérieur métallique solidarisés par adhérence à l'âme isolante. Ces composants travaillent ensemble et ne constituent ainsi qu'un seul élément autoportant présentant différents niveaux de résistance mécanique, de réaction et de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique, d'étanchéité à l'air, à l'eau et à la vapeur d'eau et d'esthétique architecturale.

2. Matériaux

2.1 Tôle d'acier

Parements interne et externe en tôle d'acier d'épaisseur nominale minimum 0,4 mm, galvanisé à chaud en continu selon les normes NF EN 10326 ; NF EN 10142 et NF EN 10143 :

Nuance d'acier : DX51D ou S280GD

Épaisseur de la couche de Zn : 150 g/m² pour les deux faces

Nature et épaisseur du revêtement organique :

-Recto : 25 µ nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).

-Verso : 7 µ nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 µm).

Les parois ont pour épaisseur

Toiture TL 75 : - 0,55 mm à l'intérieur,
- 0,75 mm à l'extérieur
- 0,4 mm à l'intérieur
- 0,6 mm à l'extérieur

2.2 Mousse isolante

L'isolant est constitué de mousse rigide de polyuréthane expansée, obtenue par injection en continu d'un mélange de polyol, isocyanate, catalyseur et agent d'expansion de type Pentane, dont les caractéristiques sont indiquées ci-après :

Tableau 1 – Caractéristiques de la formulation

Caractéristiques	Spécifications
Masse volumique selon NF EN1602	40 kg/m ³ ± 2 kg/m ³
Traction perpendiculaire (adhérence sur parement) selon NF EN 1607	80 kPa
Compression sous 10 % d'écrasement selon NF EN 826	100 kPa
Flexion quatre points selon Pr EN 14509	100 kPa
Stabilité dimensionnelle (48 h à 70 °C)	2 %
Stabilité dimensionnelle (48 h à -20 °C)	1 %

3. Caractéristiques dimensionnelles

Tableau 2 : Dimensions et tolérances

Dimensions (mm)		Tolérances (mm)
Largeur hors tout	1000 à 2000	7,5
Largeur utile du panneau	Toiture : 1035	± 2
Longueur du panneau	< 1000	5
	1000 à 2000	7,5
	2001 à 4000	10
	4000	15
Epaisseurs nominales	53	± 2
Défait d'équerrage		6,21
Défait de planéité (en fonction de la longueur mesurée L)	L = 200 mm L = 400 mm L > 700 mm	— Défait de planéité 0,6 mm — Défait de planéité 1,0 mm — Défait de planéité 1,5 mm

Poids spécifique (kg/m³) : 14.2

4. Autres informations techniques

4.1 Isolation thermique :

Pour le noyau de mousse qui est recouvert des 2 cotés de peaux étanches à la diffusion,

le coefficient de conduction thermique (λ) = 0.026 w/m.k

Panneau	TL75
Coefficient de transmission thermique (w/m ² .K)	0.40

4.2 Isolation phonique : TL75 : 26dB

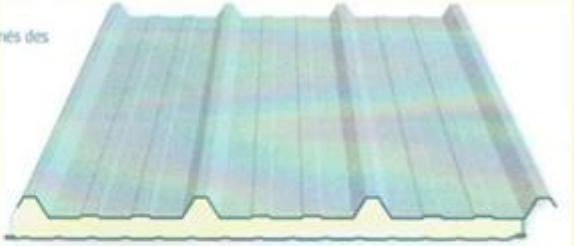
7

C.9 W en cm³ et I_y en cm⁴ selon l'épaisseur nominale (mm)

ACIERS GROSJEAN

panneau sandwich toiture

Application
panneau isolant pour toits inclinés des bâtiments industriels



JI ISOROOF 1000



Veuillez indiquer la longueur de la tôle et de l'âme isolante
longueur de l'âme isolante min.: 2m50 - longueur max. de la tôle: 15m
démoussage: 50mm min. (standard) - 350mm max.

Exécution standard

- A + TÔLE EXTÉRIEURE**
tôle d'acier: sendzimir galvanisée 275g/m² | profil: 45.333.1000 | épaisseur: 0.60mm
finition: polyester 25µ (14 coloris standard*) ou option: plastisol 200µ (12 coloris standard*)
- C + ÂME ISOLANTE**
mousse rigide de polyuréthane (PUR) | densité: 45kg/m³ | classement au feu: B3 (sans CFC)
coefficient de conductivité: 0.0235W/m.K | épaisseur standard: 40mm
épaisseurs optionnelles: 60, 80 et 100mm → commandes inférieures à 100m²: FRAIS DE MISE EN PRODUCTION
- B + TÔLE INTÉRIEURE**
tôle d'acier: sendzimir galvanisée 275g/m² | profil: non verni | finition: polyester intérieur 15µ blanc
- D + BANDE D'ÉTANCHÉITÉ** mousse de polyuréthane

COMMANDES SUR MESURE

polyester silicone 25µ	14 coloris standard*	
	épaisseurs: 40mm 60mm 80mm 100mm	
plastisol 200µ	12 coloris standard*	SUPPLEMENT
achat minimal par couleur / épaisseur / longueur: 3 panneaux		

4
9

CARACTERISTIQUES TECHNIQUES

ÉPAISSEUR NOMINALE	POIDS	VALEUR σ^*	VALEUR δ^*	MOMENT DE CHAMP MAX.	MOMENT D'APPUI MAX.	I	W	REACTION D'APPUI
mm	kg/m ²	MPa K	mm x 10 ⁻³	kg/m ²	kg/m ²	cm ⁴	cm ³	kg
40	11.71	0.52	1.92	276	271	78.1	28	1320
60	12.51	0.38	2.77	371	371	150.0	38	1485
80	13.30	0.29	3.62	471	471	247.7	49	1650
100	14.10	0.23	4.48	568	571	365.7	58	1815

* selon CEA - article 1

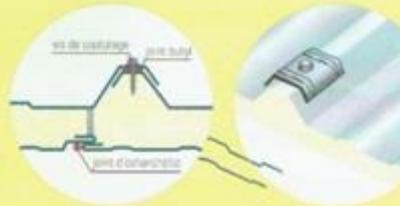
TABLEAU DES PORTÉES D'UTILISATION

CHARGE	ÉPAISSEUR	PORTÉE MAXIMALE				PORTÉE MAXIMALE			
		L/160	L/200	L/250	L/300	L/160	L/200	L/250	L/300
80	40	3.54	3.21	2.99	2.81	3.94	3.94	3.94	3.77
	60	4.40	4.00	3.71	3.49	4.57	4.57	4.57	4.57
	80	5.15	4.73	4.38	4.13	5.15	5.15	5.15	5.15
	100	5.55	5.13	4.78	4.53	5.55	5.55	5.55	5.55
100	40	3.29	2.99	2.77	2.60	3.53	3.53	3.53	3.50
	60	4.08	3.71	3.44	3.24	4.09	4.09	4.09	4.09
	80	4.61	4.38	4.07	3.83	4.61	4.61	4.61	4.61
	100	5.01	4.78	4.47	4.13	5.01	5.01	5.01	5.01
120	40	3.09	2.81	2.60	2.45	3.22	3.22	3.22	3.22
	60	3.73	3.49	3.24	3.05	3.73	3.73	3.73	3.73
	80	4.20	4.13	3.83	3.60	4.20	4.20	4.20	4.20
	100	4.60	4.53	4.23	4.00	4.60	4.60	4.60	4.60
140	40	2.93	2.67	2.48	2.33	2.98	2.98	2.98	2.98
	60	3.45	3.32	3.08	2.90	3.45	3.45	3.45	3.45
	80	3.89	3.89	3.64	3.42	3.89	3.89	3.89	3.89
	100	4.29	4.29	4.04	3.82	4.29	4.29	4.29	4.29

Montage

Les panneaux se posent sur une structure en acier ou en bois. La fixation se fait au moyen de vis et cavaliers appropriés. Tous les accessoires sont fournis dans la couleur des panneaux. On vous conseille de poser une bande butyl entre la panne et le panneau.

Les panneaux sont livrés avec un recouvrement longitudinal droit et un recouvrement transversal non moussé de 50mm. Il est possible de commander les panneaux avec un recouvrement non moussé plus important. Dans ce cas, il faut préciser la longueur de la toile et de l'isolant. Plus d'info voyez p98.



Annexe C
Chapitre V : étude sismique (RPA99/V2003)

Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.

Groupe d'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

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

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie 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	Acier	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	Maçonnerie	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5
D	Autres systèmes	
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

Tableau 4.4. : valeurs des pénalités P_q

Critère "q"	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau 4.5 : valeurs du coefficient de pondération β

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

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau 4.7 : 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

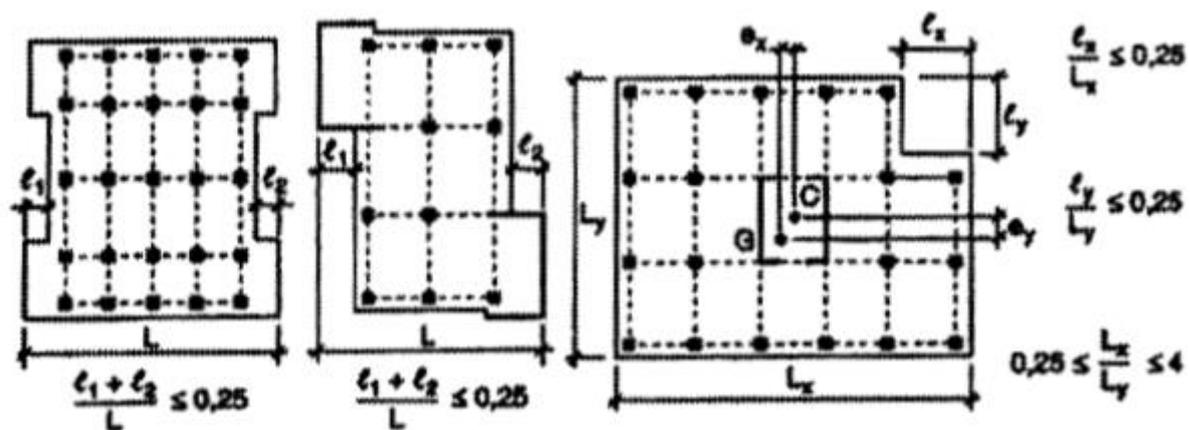


Fig. 3.2 : Limites des décrochements en plan

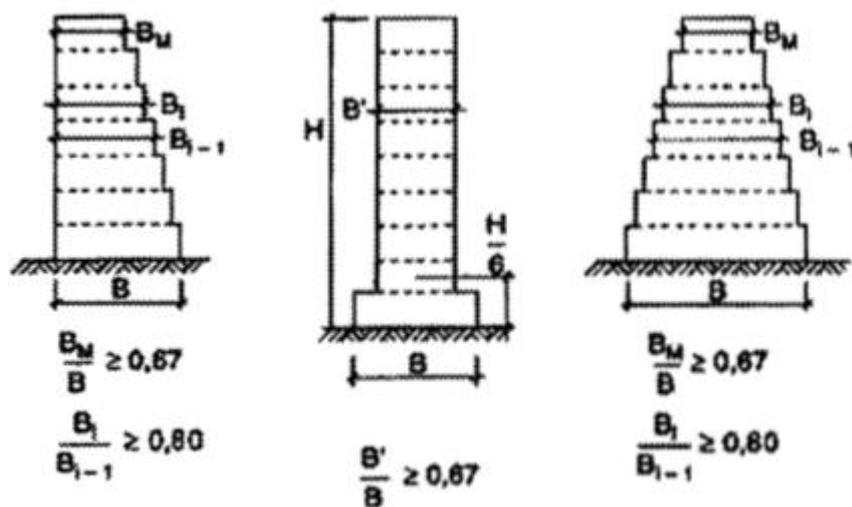
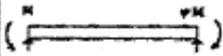
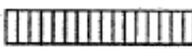
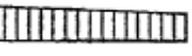
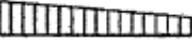
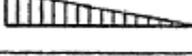
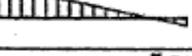


Fig. 3.3 : Limites des décrochements en élévation

Annexe D

Chapitre V : Dimensionnement des éléments

Tableau B.1.1. Coefficients C_1 , C_2 et C_3 pour différentes valeurs de k , dans le cas de moments d'extrémités

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
	 $\psi = -1$	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	 $\psi = -3/4$	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,998 1,565 2,283
	 $\psi = -1/2$	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	 $\psi = -1/4$	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,236
	 $\psi = -3/8$	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	 $\psi = -1/4$	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	 $\psi = -1/2$	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,678 1,059 1,546
	 $\psi = -3/4$	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	-	0,368 0,575 0,837
	 $\psi = -1$	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

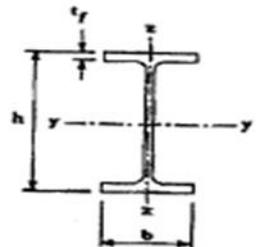
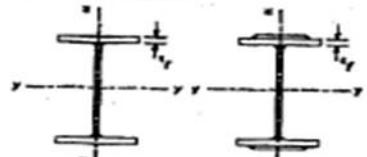
Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c
	$h / b \leq 1,2 :$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c
	$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d d
Sections en 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 f_{yb}^*	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya}^*	quel qu'il soit	c
Caissons soudées 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y-y z-z	c c
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 α	0.21	0.34	0.49	0.76

Tableau 55.1 : Facteur d'imperfection α

Tableau 6.2 : Limites supérieures $k_{l,max}$ pour le facteur de réduction k_l

Nombre de goujons par nervure	Epaisseur t de la plaque (mm)	Goujons d'un diamètre n'excédant pas 20 mm et soudés à travers la plaque nervurée en acier	Plaques nervurées avec trous et goujons d'un diamètre de 19 mm ou 22 mm
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

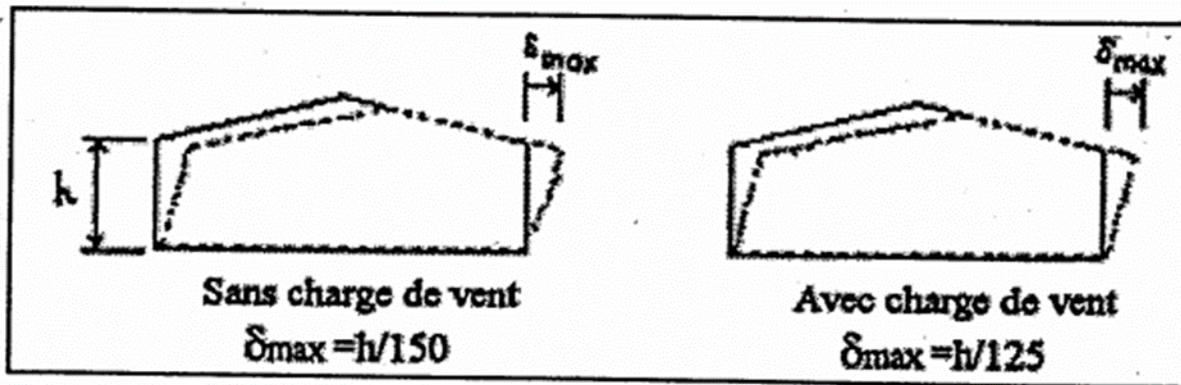
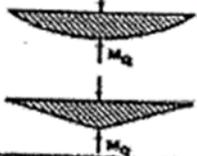
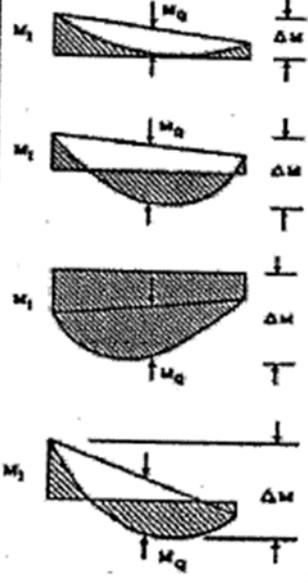


Figure 4.3 : Valeurs limites de flèches horizontales de bâtiments industriels

Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémités</p>  <p>M_1 ψM_1</p> <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$
<p>Moments dus à des charges transversales</p>  <p>M_0</p> <p>M_0</p>	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités</p>  <p>M_1 M_0 ΔM</p> <p>M_2 M_0 ΔM</p> <p>M_1 M_0 ΔM</p> <p>M_2 M_0 ΔM</p>	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_0}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \max M \quad \text{dQ aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Annexe E

Chapitre VI : Étude des assemblages

		Assemblage	
		Plat extérieur	Plat intérieur
Pince longitudinale e_1	\geq	$1,2 d_o$ (1)	$1,2 d_o$ (1)
	\leq	12t ou 150 mm (2) (max)	12t ou 150 mm (2) (max)
Pince transversale e_2	\geq	$1,5 d_o$ (3)	$1,5 d_o$ (3)
	\leq	12t ou 150 mm (2) (max)	12t ou 150 mm (2) (max)
Entraxe p_1	File extérieure	\geq	$2,2 d_o$ (4)
	Élément comprimé	\leq	14t ou 200 mm (6) (min)
	File intérieure	\geq	$2,2 d_o$ (4)
	Élément comprimé	\leq	14t ou 200 mm (5) (min)
	File extérieure	\geq	$2,2 d_o$ (4)
	Élément tendu	\leq	14t ou 200 mm (5) (min)
	File intérieure	\geq	$2,2 d_o$ (4)
	Élément tendu	\leq	14t ou 200 mm (5) (min)
Entraxe p_2	Élément comprimé	\geq	$3 d_o$ (7)
		\leq	14t ou 200 mm (6) (min)
	Élément tendu	\geq	$3 d_o$ (7)

d_o = diamètre du trou
 t = épaisseur du plat le plus mince, situé vers l'extérieur

Tableau 65.1 : Valeurs limites des pinces et entraxes

3.3.2. Boulons

3.3.2.1. Boulons ordinaires non précontraints

(1) Les valeurs nominales de la résistance limite d'élasticité f_{yb} ainsi que celles de la résistance à la traction f_{ub} des différentes classes de boulons sont indiquées dans le tableau 3.3.

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	600	800	1000

Tableau 3.3 : Valeurs nominales de f_{yb} et f_{ub} des boulons

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

Acier	f_u (MPa)	β_w	γ_{Mw}
S 235	360	0,8	1,25
S 275	430	0,85	1,30
S 355	510	0,9	1,35

β_w γ_{Mw} variables selon la nuance d'acier

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

Classe de surface	μ 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

Annexe F

Chapitre VII : Dimensionnement des éléments de fondation

Tableau des armatures (1)

\varnothing \ Nbr barr	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Section en cm² de N armatures de diamètre \varnothing (mm)