

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE UNIVERSITE ABOU BAKR BELKAID - TLEMCEM
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire pour l'obtention du diplôme de MASTER en Génie civil

Option : Constructions métalliques et mixtes

Présenté par

BAROUDI Nesrine et MOKHTAR Mohammed Youcef

THEME :

ETUDE D'UNE HALLE INDUSTRIELLE EN CHARPENTE
METALLIQUE A BENSEKRAN, WILAYA DE TLEMCEM

Présenté le 29/09/2021 devant le jury composé de :

-Pr HAMDAROU Karim
-Mr MAACHOU Omar
-Dr RAS Abdelouahab

Président
Examineur
Encadrant

Année universitaire 2020 – 2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Toute notre parfaite gratitude et remerciements à Allah le tout puissant, de nous avoir donné la force, le courage et la volonté pour la réalisation de cet humble travail.

Au début, on souhaite adresser nos remerciements les plus sincères aux personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué à la concrétisation de ce travail.

On tient à remercier tout particulièrement monsieur RAS Abdelouahab qui nous a encadrés tout au long de la réalisation de ce mémoire, nous le remercions pour sa patience, sa disponibilité et encouragements.

Nous tenons aussi à remercier vivement monsieur MERAD BOUDIA Sofiane, monsieur ALSAMAWI moutaz et monsieur MAMI Naim pour leurs estimables participations dans l'élaboration et l'intérêt qu'ils nous ont porté à ce travail et pour leurs conseils et disponibilité.

Nous remercions également les membres de jury monsieur le président HAMDAOUI Karim et monsieur l'examineur MAACHOU Omar d'avoir accepté d'évaluer ce travail et d'avoir pris sur eux la charge d'examiner et de corriger le fruit de nos efforts, nous vous en sommes reconnaissants et en espérant être à la hauteur de votre confiance.

Enfin, nos vifs remerciements s'adressent à monsieur BOUMECHRA Nadir le responsable de notre promotion et à toute personne ayant participé de près ou de loin à ce travail.

Dédicaces

A mes très chers parents, que cet humble travail vous soit l'expression de ma profonde reconnaissance pour votre immense soutien qui m'aidait à chaque fois à tenir le coup. Vos prières et votre bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer mon respect, mon amour éternel et que vous méritez pour tous les sacrifices que vous n'avez jamais cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte. Je vous dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, vous préserver et vous accorde santé, longue vie et bonheur.

A mes adorables petits frère Wadie et Wassim.

A mes très chères sœurs Farah et Hadjer.

A mes chers neveux Fazil et Malik et a ma nièce Razia.

A mes très chères amies Halima et Manar et à tous mes ami(e) qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.

A mon binôme Youcef qui était gentil, patient et très sérieux dans notre travail.

A tous ceux qui, de près ou de loin, ont participé à la concrétisation de ce travail

BAROUDI Nesrine

Dédicaces

Je dédie ce travail à la femme la plus importante dans ma vie ma mère qui ma soutenu et encouragé durant ces années d'études.

A mes chères sœurs, mes grands parents et ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail. Ils m'ont chaleureusement supporté tout au long de mon parcours.

A ma famille, mes proches et mes amis pour leur présence et soutien.

A mon binôme pour son entente sa compréhension, son soutien, et sa sympathie.

Puisse dieu vous donne santé, bonheur, courage et surtout réussite.

MOKHTAR Youcef

Résumé :

Ce projet présente une étude d'une halle industrielle en charpente métallique destinée à la transformation des roches balistiques implantée à BENSEKRAN dans la wilaya de TLEMEN. Cette halle est constituée de plusieurs portiques stabilisée par des contreventements horizontal (poutres au vent) et vertical en ciseau, couverte par une toiture à deux versants symétriques.

Ce projet comporte plusieurs chapitres, en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets climatiques (neige et vent) selon le règlement algérien « RNV99/V2013 ». En second lieu le dimensionnement des différents éléments (secondaires, porteurs), ensuite l'étude dynamique de la structure selon le « RPA99 », puis l'étude des assemblages selon le règlement « CCM97 », et enfin l'étude de l'infrastructure selon le règlement « BAEL91 » et « RPA2003 ». Pour la modélisation de notre structure nous avons utilisé «ROBOT » comme logiciel. Le mémoire a été achevé par une conclusion qui englobe les résultats de cette étude.

Mots clef : construction métallique, système en treillis, étude dynamique, ROBOT, RPA99/V2003.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة لقاعة صناعية في إطار معدني مخصص لتصنيع الصخور الباليستية الواقعة في مدينة بن سكران بولاية تلمسان. تتكون هذه القاعة من عدة أروقة مثبتة بواسطة عوارض أفقية (عوارض متجهة للرياح) ودعامات عمودية مغطاة بسقف منحدرين متماثلين. يتكون هذا المشروع من عدة فصول ، أولاها تقييم الأحمال الزائدة والتأثيرات المناخية (الثلوج والرياح) حسب اللائحة الجزائرية "RNV99 V2013". وفي المرتبة الثانية تحجيم العناصر المختلفة (الثانوية ، الحاملة) ، ثم الدراسة الديناميكية للهيكـل وفقاً لـ "RPA99" ، ثم دراسة الوصلات وفقاً لللائحة "CCM97" ، وأخيراً الدراسة البنية التحتية وفقاً للوائح "BAEL91" و "RPA2003". لنمذجة هيكلنا استخدمنا "الروبوت" كبرنامج. وانتهت هذه الذاكرة بخاتمة تلخص نتائج هذه الدراسة.

الكلمات المفتاحية: منشأة معدنية ، نظام الجمالون ، الدراسة الديناميكية ، الروبوت ، RPA99/V2003

Abstract:

This project presents a study of an industrial hall in a metal frame intended for the manufacture of ballistic rocks located in BENSEKRAN in the wilaya of TLEMEN. This hall is made up of several porticoes stabilized by horizontal (windward beams) and vertical chisel bracing, covered by a roof with two symmetrical slopes.

This project has several chapters, firstly the assessment of loads and overloads as well as climatic effects (snow and wind) according to the Algerian regulation "RNV99 V2013". In the second place the sizing of the various elements (secondary, load-bearing), then the dynamic study of the structure according to the "RPA99", then the study of the assemblies according to the "CCM97" regulation, and finally the study of the infrastructure according to the "BAEL91" and "RPA2003" regulations. For the modeling of our structure we used "ROBOT" as software. The dissertation ended with a conclusion which encompasses the results of this study.

Keywords: Metal frame, truss system, dynamic study, ROBOT, RPA99/V2003.

Tables des matières

Introduction générale	XV
CHAPITRE I Généralités sur la conception de l’ouvrage étudié	1
I.1 PRESENTATION DU PROJET	2
I.2 DONNÉES GÉOMÉTRIQUES DE L’OUVRAGE.....	2
I.3 LOCALISATION ET DONNÉES CONCERNANT LE SITE	3
I.4 Règlements utilisés	4
I.5 LOGICIELS UTILISÉS.....	4
I.6 MATÉRIAUX.....	5
I.6.1 L’acier de construction métallique (profilé).....	5
I.6.2 Le béton.....	5
I.7 LES ASSEMBLAGES.....	5
I.7.1 Le boulonnage.....	5
I.7.2 Le soudage	6
CHAPITRE II Évaluation des charges Et surcharges	7
II.1 INTRODUCTION.....	8
II.2 CHARGES PERMANENTES	8
II.3 Surcharges d’exploitation de la toiture	8
II.4 SURCHARGE CLIMATIQUES.....	9
II.4.1 Neige	9
II.4.2 Surcharge du vent	10
II.4.3 Détermination des forces de frottement du vent.....	22
II.5 Conclusion	23
CHAPITRE III Dimensionnement des éléments secondaires	24
III.1 INTRODUCTION	25
III.2 ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRE	25
III.2.1 Calcul des chéneaux	25
III.2.2 Calcul des pannes.....	26
III.2.3 Calcul des liernes.....	34
III.2.4 Calcul de l’échantignole	36
III.2.5 Calcul des lisses de bardage.....	38
III.2.6 Les potelets	41
CHAPITRE IV Etude sismique	47
IV.1 INTRODUCTION.....	48

IV.2	PRINCIPE DE LA METHODE MODALE SPECTRALE	48
IV.3	CLASSIFICATION.....	48
IV.3.1	CLASSIFICATION DES ZONES SISMIQUE.....	48
IV.3.2	CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE.....	48
IV.4	ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCURE	49
IV.4.1	MODELISATION DE LA STRUCTURE.....	49
IV.4.2	SPERCTRE DE REPONSE DE CALCUL.....	49
IV.4.3	ANALYSE MODALE SPECTRALE.....	51
IV.5	VERIFICATION DE LA STRUCTURE.....	51
IV.5.1	VERIFICATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE	51
IV.5.2	VERIFICATION DE LA FORCE SISMIQUE A LA BASE.....	52
IV.5.3	VERIFICATION DES DEPLACEMENTS	53
IV.6	CONCLUSION	53
	CHAPITRE V_Vérification des éléments structuraux	54
V.1	INTRODUCTION.....	55
V.2	CALCUL POTEAUX	55
V.3	CONTREVENTEMENTS.....	59
V.4	Vérification des stabilités	60
V.4.1	Stabilités en X.....	60
V.4.2	Vérification de la section diagonale du palais de stabilité à la résistance	60
V.5	Vérification des ciseaux	61
V.5.1	Vérification à la traction.....	61
V.6	Vérification de la sablière	62
V.6.1	Classe de la section transversale du profilé HEA120	64
V.6.2	Vérification de la section à la flexion simple	64
V.6.3	Vérification au flambement	65
V.6.4	Vérification de la résistance à la flexion composée	65
V.7	CALCUL DES FERMES.....	67
V.7.1	Introduction	67
V.7.2	Hypothèse de calcul	68
V.7.3	Dimensionnement des éléments de la ferme.....	68
V.7.4	Vérification des éléments comprimés au flambement	69
V.7.5	Résumé des dimensions adoptées pour les éléments de la ferme	72
V.8	CONCLUSION	72
	CHAPITRE VI_Calculs des assemblages.....	74
VI.1	INTRODUCTION	75

VI.2	CALCUL DES ASSEMBLAGES	75
VI.2.1	Ancrage pieds de poteaux (encastré)	75
VI.2.2	ASSEMBLAGE DES CONTREVENTEMENTS	80
VI.2.3	Assemblage poteau-sablière	83
VI.2.4	CALCUL DE L'ASSEMBLAGE AU GOUSSET	85
	CHAPITRE VII Dimensionnement des éléments de fondation	91
VII.1	INTRODUCTION	92
VII.2	CHOIX DU TYPE DE FONDATION.....	92
VII.3	Dimensionnement de la semelle	92
VII.4	CALCUL DES LONGRINES	95
VII.5	CONCLUSION.....	97
	Conclusion générale.....	98
	Références bibliographiques	99
	ANNEXES	101

LISTE DES NOTATIONS

Les charges

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

S : Surcharge climatique de la neige.

W : Surcharge climatique du vent.

Les caractéristiques d'un profiles en I ou H

b : la longueur de la semelle

d : la hauteur de l'âme.

h : Hauteur du profilé.

t_w : Epaisseur de l'âme de profilé.

t_f : Epaisseur de la semelle de profilé.

Majuscules latines

À : Aire brute d'une pièce.

A_{net} : Aire nette d'une pièce.

A_w : Aire de l'âme.

A_v : Aire de cisaillement.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale.

F : Force en général.

G : Module de cisaillement.

I : Moment d'inertie.

K_t : Facteur de terrain.

M : Moment de flexion.

M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant.

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

M_{pl} : Moment plastique.

$M_{pl,Rd}$: Moment plastique résistant.

$M_{b,Rd}$: 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.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T : La période propre

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

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

V_m : Vitesse moyenne du vent

W_{pl} : Module de résistance plastique. W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

l : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

l_f : Longueur de flambement.

t : Épaisseur d'une pièce.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{eq} : Hauteur équivalente.

Minuscules grecques

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

γ_M : Coefficient partiel de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement due aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

δ : Décrément logarithmique d'amortissement.

Indices

crit : Critique.

adm : admissible

eff : efficace.

fr : Frottement.

m : Moyenne.

réf : Référence.

max : Maximum.

min : Minimum.

e : Externe.

i : Interne.

x : Sens x.

y : Sens y

Liste des figures

CHAPITRE I	N° Page
Figure I. 1: Vue en perspective.	2
Figure I. 2: Données géométriques de l'ouvrage..	3
Figure I. 3 : Vue aérienne de la halle (Google earth).....	6
CHAPITRE II	N° Page
Figure II. 1 : Cas de charges ponctuelles des pannes	8
Figure II. 2 : Le sens du vent sur la structure.....	15
Figure II. 3: Direction du vent V1 et V3 sur les parois verticales.....	16
Figure II. 4: Direction du vent $\theta=90^\circ$ sur toiture.....	17
Figure II. 5: Direction du vent (V2, V4) sur les parois verticales	17
Figure II. 6 : Direction du vent $\theta=0^\circ$ sur toiture	18
Figure II. 7: Pressions sur les parois verticales directions du vent (V1, V3) [daN/m^2].	20
Figure II. 8: Pressions sur la toiture directions du vent (V1, V3) [daN/m^2].	21
Figure II. 9 : Pressions sur les parois verticales directions du vent (V2, V4) [daN/m^2]	21
Figure II. 10: Pressions sur la toiture directions du vent (V2, V4) [daN/m^2].	22
CHAPITRE III	N° Page
Figure III. 1: Chéneau d'eau..	25
Figure III. 3: Moignon cylindrique.....	26
Figure III. 4: Diagramme des moments maximum.	27
Figure III. 5 : Cas de l'effet de neige Figure III. 6 : Cas de l'effet de vent	27
Figure III. 7 : Répartition de la charge suivant l'axe y-y.....	30
Figure III. 8 : Répartition de la charge suivant l'axe z-z.....	31
Figure III. 9 : Position des liernes	35
Figure III. 10 : Vue de l'échantignole	37
CHAPITRE IV	N° Page
Figure IV. 1: Vue en 3D de la structure.....	49
Figure IV. 2 : Spectre de réponse de la structure	51
Figure IV. 3 : Les 10 premiers modes de vibration lors du séisme.....	52
CHAPITRE V	N° Page
Figure V. 1 : Les composants de la ferme	68
Figure V. 2 : Doubles cornières	69

CHAPITRE VI

N° Page

Figure VI. 1 :Ancrage pied de poteau.....	75
Figure VI. 2 : Schéma d'assemblage pied de poteau encastré.	75
Figure VI. 3 : Assemblage stabilité contreventement en X.....	81
Figure VI. 4 : Schéma d'assemblage stabilité contreventement en X.....	81
Figure VI. 5: Assemblage poteau-sablière.....	83
Figure VI. 6 : ASSEMBLAGE – NŒUD MEMBRURE DE TREILLIS.	85

CHAPITRE VII

N° Page

Figure VII. 1 : Ferrailage des semelles.....	95
Figure VII. 2 : Ferrailage des longrines.....	96

Liste des tableaux

CHAPITRE II

N° Page

Tableau II. 1: Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V1, V3).	16
Tableau II. 2: Pressions pour les parois verticales directions du vent (V1, V3) [daN/m^2].	19
Tableau II. 3: Pressions pour la toiture directions du vent (V1, V3) [daN/m^2].	20
Tableau II. 4: Pressions pour les parois verticales directions du vent (V2, V4) [daN/m^2].	21
Tableau II. 5: Pressions pour la toiture directions du vent (V2, V4) [daN/m^2].	22

CHAPITRE III

N° Page

Tableau III. 1 : Caractéristiques du profilé IPE140.	29
Tableau III. 2: Caractéristiques du profilé UPN120.	39
Tableau III. 3 : Caractéristiques du profilé UPE220.	42

CHAPITRE IV

N° Page

Tableau IV. 1 : Facteur de qualité	52
Tableau IV. 2 : Résultante des forces sismiques à la base.	53
Tableau IV. 3 : Déplacement relatif suivant x	Erreur ! Signet non défini.
Tableau IV. 4 : Déplacement relatif Suivant y.	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE V

N° Page

Tableau V. 1: Caractéristique du profilé HEA200.	55
Tableau V. 2: Caractéristiques du CEA80×8.	61
Tableau V. 3: Caractéristiques du 2L×60×60×6	62
Tableau V. 4: Caractéristiques du 2L×70×70×7.	63
Tableau V. 5: Caractéristique du profilé HEA200	62
Tableau V. 6 : Les sections des éléments de la fermé adopté.	72
Tableau V. 7 : Eléments de la structure.	73

CHAPITRE VI

N° Page

Tableau VI. 1: Caractéristiques du profilé IPE100	80
---	----

Introduction générale

La construction métallique est un domaine de la construction, mais aussi de la mécanique ou du génie civil qui s'intéresse à la construction d'ouvrages en métal et plus particulièrement en acier. Les domaines d'application des constructions métalliques sont très nombreux. Ils concernent d'abord les bâtiments et les ouvrages d'art (ponts, grandes couvertures).

Dans le cas des bâtiments, les halles industrielles lourdes (aciéries) ou légères (usines de transformation ou de stockage) constituent un secteur où l'emploi de l'acier est fréquent pour la réalisation des ossatures et des bardages recouvrant celles-ci, et pour l'utilisation de ponts roulants. Même dans les pays en développement, les charpentes industrielles se montrent compétitives, grâce à la légèreté, la facilité et la rapidité du montage sur chantier, les transformations ultérieures plus faciles et surtout un faible encombrement. Cependant ce matériau présente aussi quelques inconvénients qui se résument principalement à la corrosion, à sa faible résistance au feu et à son coût élevé, ce qui implique une protection de toutes les structures en acier est obligatoire avec une bonne gestion du budget.

De ce fait, notre projet de fin d'étude s'est porté sur l'étude d'un ouvrage métallique. L'ouvrage en question est une halle métallique implantée à BENSEKRAN destinée à la transformation des roches balistique.

Le mémoire de notre projet de fin d'étude est structuré suivant les chapitres suivants :

Dans le premier chapitre, nous allons commencer par une présentation générale de l'ouvrage étudié tout en donnant les informations géométriques, les matériaux de construction utilisés, ainsi les différentes réglementations à respecter.

Dans le deuxième chapitre, on présente le calcul des différentes charges et surcharges selon le document technique réglementaire « DTR B.C.2.2 », ainsi que les effets climatiques agissant sur notre structure tel que le vent et la neige suivant le « RNV99 ».

Dans le troisième chapitre, nous allons faire le dimensionnement des éléments secondaires.

Dans le quatrième chapitre, on va présenter une étude sismique afin d'assurer la stabilité de la structure.

Dans le cinquième chapitre, nous allons effectuer le dimensionnement des éléments principaux de la structure.

Dans le sixième chapitre, ce chapitre concerne l'étude des assemblages entre des différents

éléments de la structure afin d'assurer la continuité des sollicitations dans la structure à dimensionner.

Pour le septième chapitre, une étude des fondations sera effectuée.

Comme tout travail, ce mémoire s'achève par une conclusion générale qui résume tout ce qui a été fait. Enfin, une série d'annexes vient d'apporter plus de détails et d'explication aux chapitres.

CHAPITRE I

**Généralités sur la
conception de
l'ouvrage étudié**

I.1 PRESENTATION DU PROJET

Le projet consiste à étudier une halle en charpente métallique implantée à BEN SEKLAN dans la wilaya de TLEMCEM destinée à la transformation de roches balistiques avec une toiture en pente à 2 versants. Vu son exploitation, on classe cette structure parmi les constructions de **catégorie I** qui regroupe l'ensemble des bâtiments industriels et des ouvrages de stockage. (cf. *Principes de calcul RNV 99 /2013*)

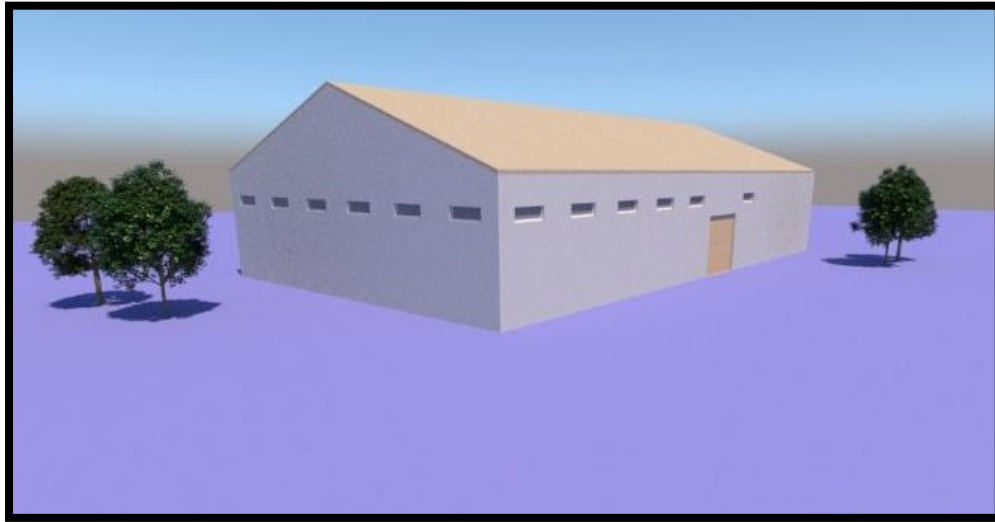


Figure I. 1: Vue en perspective.

I.2 DONNÉES GÉOMÉTRIQUES DE L'OUVRAGE

- Les données géométriques de l'ouvrage sont :
- Pente du versant : $4,73^\circ$
- Hauteur totale : 11,56 m
- Longueur du pignon: 36,251m
- Longueur du long pan: 60,85m
- Hauteur du poteau : 10,06m
- Surface occupée : 2205,9m²

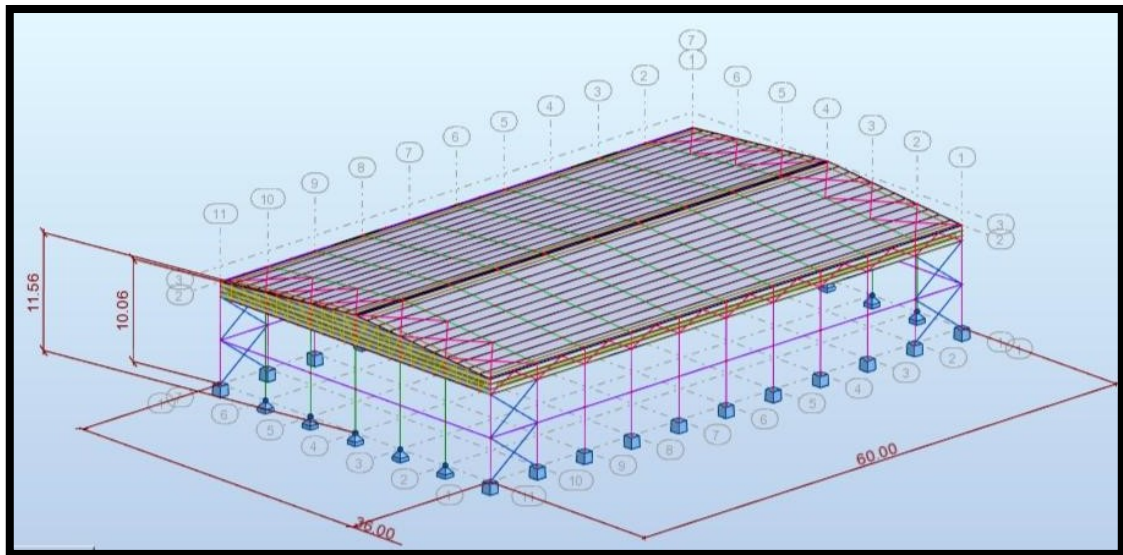


Figure I. 2: Données géométriques de l'ouvrage.

I.3 LOCALISATION ET DONNÉES CONCERNANT LE SITE

La halle se trouve à BENSEKRAN dans la wilaya de TLEMCEM avec les caractéristiques suivantes :

- L'altitude : 295m
- La zone de neige par commune : Zone B
- La zone du vent : Zone I
- La zone sismique : Zone I_a (région de faible sismicité)
- La contrainte admissible du sol est de $\sigma_{so1} = 1.5$ bars



Figure I.3 : Vue aérienne sur la halle (Google Earth).

I.4 Règlements utilisés

Pour justifier la sécurité on se base sur les règlements suivants :

- règlement Neige et Vent « RNV99 ».
- règlement parasismique algérien « RPA99/V2003 » pour l'étude sismique.
- béton armé aux états limites « BAEL91».
- « DTRB.C2.2 » charge permanentes et charge d'exploitation.
- règlement « CCM 97 »

I.5 LOGICIELS UTILISÉS

- AUTODESK ROBOT 2016
- ARCHICAD

I.6 MATÉRIAUX

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

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone. Ce dernier est caractérisé par sa bonne résistance à la traction et également à la compression.

- Nuance d'acier: Fe360
- 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 de cisaillement: $G = 81000 \text{ MPa}$

I.6.2 Le béton

C'est un matériau constitué par le malaxage de ciment avec granulats (sable et graviers) et de l'eau, tous ces composants interviennent dans la résistance du mélange (béton). Ce matériau présente une excellente résistance à la compression contrairement à la traction. Ces caractéristiques sont :

- La résistance caractéristique à la compression: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance caractéristique à la traction: $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$
- La masse volumique: $\rho = (2200 \text{ Kg/m}^3 \text{ à } 2400 \text{ Kg/m}^3)$
- Dosage 350 kg/m^3
- $E = 32000 \text{ MPa}$

I.7 LES ASSEMBLAGES

Les principaux modes d'assemblages sont :

I.7.1 Le boulonnage

Le boulonnage est une liaison mécanique et un moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il permet sur site. Dans ce travail, des boulons de haute résistance (HR) de classe 8.8 pour les assemblages rigides des portiques auto stables ont été utilisés, Les boulons HR comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance

avec des rondelles.

I.7.2 Le soudage

Le soudage est un moyen d'assemblage permanent 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.

CHAPITRE II

Évaluation des charges Et surcharges

II.1 INTRODUCTION

Ce présent chapitre fournit les différentes charges agissantes sur cette structure qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, les actions climatiques et accidentelles, ces dernières ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage pour cela, il faut examiner obligatoirement la forme et la grandeur des charges et des actions suivantes :

- Poids propres (éléments porteurs et secondaires)
- Charges utiles dans le bâtiment (charges d'exploitations)
- Actions climatiques et indirectes (neige, vent)
- Actions accidentelles (les séismes, chocs ...)

II.2 CHARGES PERMANENTES

Ce terme désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage fini, et qui ne varient pas dans le temps. Il s'agit du poids propre de l'ossature elle-même, ainsi tous les éléments porteurs tels que : la couverture, le bardage, les revêtements et autre. Elles sont données dans les documents techniques réglementaires (DTR BC 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation).

Bardage → panneau sandwich LL35 → 10,9 daN/m² (ANNEXE G)

Toiture → panneau sandwich TL75 → 17,9 daN/m²(ANNEXE G)

II.3 Surcharges d'exploitation de la toiture

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

Pour la toiture sans accès autre que le nettoyage et l'entretien nécessaire, on a pris les surcharges d'entretien comme une charge ponctuelle de 1 KN au 1/3 et 2/3 d la portée d'une poutre.

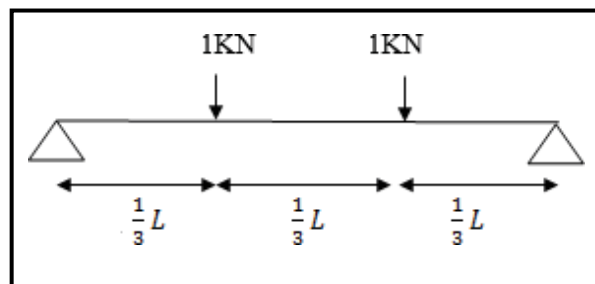


Figure II. 1 : Cas de charges ponctuelles des pannes

II.4 SURCHARGE CLIMATIQUES

II.4.1 Neige

Le calcul des charges de neige se fait conformément à la réglementation « Règlement Neige et Vent » –RNV– version 2013 (ANNEXE A).

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

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

- S_k : est la charge de neige sur le sol, donnée au paragraphe 4 (RNV 2013), 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 et donnée au paragraphe 6, Tableau 3 (RNV 2013)

II.4.1.1 Calcul de la charge de neige sur le sol (S_k)

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

Notre projet se situe dans la Wilaya de Tlemcen classée en zone B dont l'altitude est de 295m.

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$$

$$S_k = \frac{0.04 \times 295 + 10}{100}$$

$$S_k = 0.218 \text{KN/m}^2$$

$$S_k = 21.8 \text{DaN/m}^2$$

II.4.1.2 Coefficient d'ajustement (μ)

Dans notre cas, la structure est une toiture à 2 versants avec un angle de $\alpha = 4,73^\circ$
Et d'après le tableau 6.3. (RNV 2013) on a :

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \rightarrow \{\mu_1(\alpha) = \mu_2(\alpha) = 0,8.\}$$

II.4.1.3 Surcharges de la neige S

- **Toiture à deux vers :**

$$S = \mu \times S_k$$

$$S = 0,8 \times 0,218 = 0,1744$$

II.4.1.4 Neige suspendue en débords de toiture

$$K = 2.5$$

$$\gamma = 3 \text{ KN/m}^3$$

$$S_{e1} = (K \times S_1^2) / \gamma = (2.5 \times 0.1744^2) / 3 = 0.025 \text{ KN/m}^2$$

II.4.2 Surcharge du vent

Les effets du vent sont étudiés conformément à la réglementation « Règlement neige et vent » -RNV-version 2013 (ANNEXEA).

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et à une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage.

Les actions du vent appliquées aux parois, dépendent de :

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

L'effet du vent par unité de surface est donné par la formule suivante :

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

Avec :

- Q_{dyn} : Pression dynamique du vent.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.

II.4.2.1 Données relatives au site

Le site du projet se trouve dans la wilaya TLEMCEN dont les caractéristiques sont les suivants :

- Le site est plat $C_t(Z) = 1$ (Tableau 2.2-RNV2013).
- Catégorie du terrain III :

$$- K_T = 0.215$$

$$- Z_0 \text{ (m)} = 0,3 \text{ m}$$

$$- Z_{\min} \text{ (m)} = 5 \text{ m}$$

$$- \varepsilon = 0,61$$

Tlemcen est classé dans la zone 2 donc la pression dynamique de référence est :

$$- q_{\text{ref}} = 375 \text{ N/m}^2$$

II.4.2.2 Détermination de la pression due au vent

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

$$q = C_d \times q_{\text{dyn}}(Z_j) [(C_{pe} - C_{pi})]$$

Avec :

- 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.

II.4.2.3 Coefficient dynamique (C_d)

Le coefficient dynamique 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 : $C_d = 1$ (cf. chapitre 3 §3.2).

II.4.2.4 Pression dynamique (q_{dyn})

La pression dynamique q_{dyn} qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn} = q_{ref} \times C_e \quad [\text{daN/m}^2] \quad (\text{cf. chapitre 2 §2.3.1})$$

Avec :

- q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes est donnée en fonction de la zone du vent.
- $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ (Zone I)
- C_e : Coefficient d'exposition au vent.
- Z_e : Hauteur de référence.

II.4.2.5 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 calculé selon la loi suivante :

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

Avec :

- C_r : Coefficient de rugosité.
- I_v : Intensité de la turbulence.
- $Z(j)$: Hauteur considérée. (cf. chapitre 2 §2.4.2).

Le coefficient d'exposition sera donc :

Pour la toiture :

$$C_e(10) = 1^2 \times 0,7850^2 \times (1 + 7 \times 0,2738) = 1,797$$

Pour la paroi verticale :

$$C_e(10) = 1^2 \times 0,755^2 \times (1 + 7 \times 0,2846) = 1,70$$

II.4.2.6 Coefficient de topographie $C_t(z)$

Site plat donc $C_t = 1$

II.4.2.7 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. (cf. chapitre 2 §2.4.4)

$$C_r(Z) \begin{cases} K_t \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{z_0}\right) & \text{Pour } Z < Z_{min} \\ K_t \times \ln\left(\frac{Z}{z_0}\right) & \text{Pour } Z_{min} \leq Z \leq 20 \end{cases}$$

Pour la toiture : $z = 11,56\text{m}$:

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

$$C_r(z) = 0,215 \cdot \ln\left(\frac{11,56}{0,3}\right)$$

$$C_r(z) = 0,7850$$

Pour la paroi verticale : $z = 10,06\text{m}$:

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

$$C_r(z) = 0,215 \cdot \ln\left(\frac{10,06}{0,3}\right)$$

$$C_r(z) = 0,7551$$

II.4.2.8 Intensité de la turbulence

Elle est donnée par la formule suivante:

$$I_V(Z) \begin{cases} \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{Pour } Z > Z_{min} \\ \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{z_0}\right)} & \text{Pour } Z \leq Z_{min} \end{cases}$$

Pour la paroi verticale: $z = 10,06\text{ m}$

$$I_V(Z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{10,06}{0,3}\right)} = 0,2846$$

Pour la toiture : $z = 11,56\text{ m}$:

$$I_V(Z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{11,56}{0,3}\right)} = 0,2738$$

II.4.2.9 Calcul de la Pression dynamique q_{dyn}

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

Pour la toiture :

- $q_{dyn} = q_{réf} \times C_e(z_e)$ [N/m²]
- $q_{dyn} = 435 \times 1,797$
- $q_{dyn} = 781,7$ [N/m²]

Pour la paroi verticale :

- $q_{dyn} = q_{réf} \times C_e(z_e)$ [N/m²]
- $q_{dyn} = 435 \times 1,70$
- $q_{dyn} = 739,5$ [N/m²]

II.4.2.10 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 : (cf. chapitre 5 §5.1)

$$C_{pe} = C_{pe.1} \dots \dots \dots \text{si } S \leq 1\text{m}^2.$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(s) \dots \dots \dots \text{si } 1\text{m}^2 \leq S \leq 10\text{m}^2.$$

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

Avec :

S: désigne la surface chargée de la paroi considérée.

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

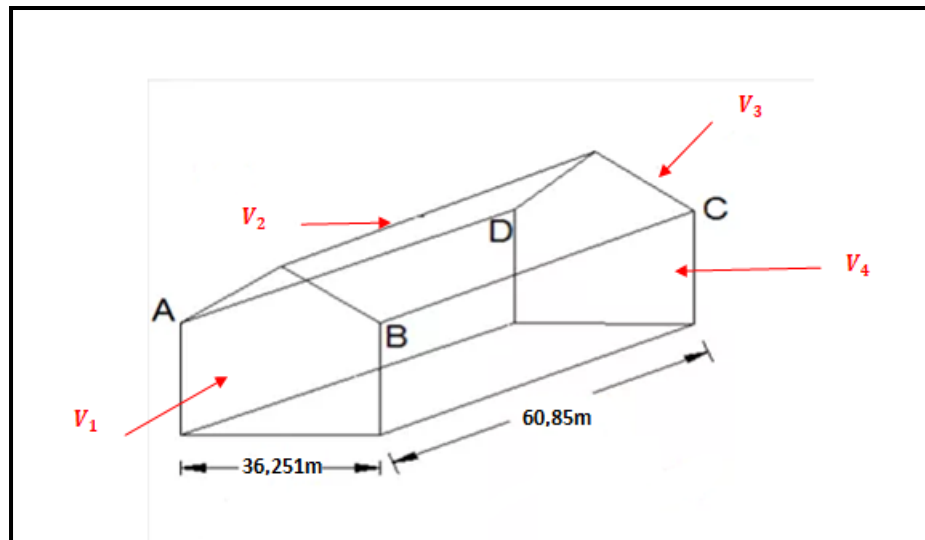


Figure II. 2 : Le sens su vent dur la structure

- **V1 et V3** : vent sur pignon perpendiculaire à la façade (AB) et (DC).
- **V2 et V4** : vent sur long-pan perpendiculaire à la façade (BC) et (DA).

- **Parois verticales**

Vent V_1 et V_3 :

- $b = 36,251\text{m}$
- $d = 60,85\text{m}$
- $h = 10,06\text{m}$
- $e = \min(b, 2h) = \min(36,251\text{m}; 2 \times 10,06\text{m})$
- $e = 20,12\text{m}$
- $d = 60,85\text{m} > e = 20,12\text{m}$

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

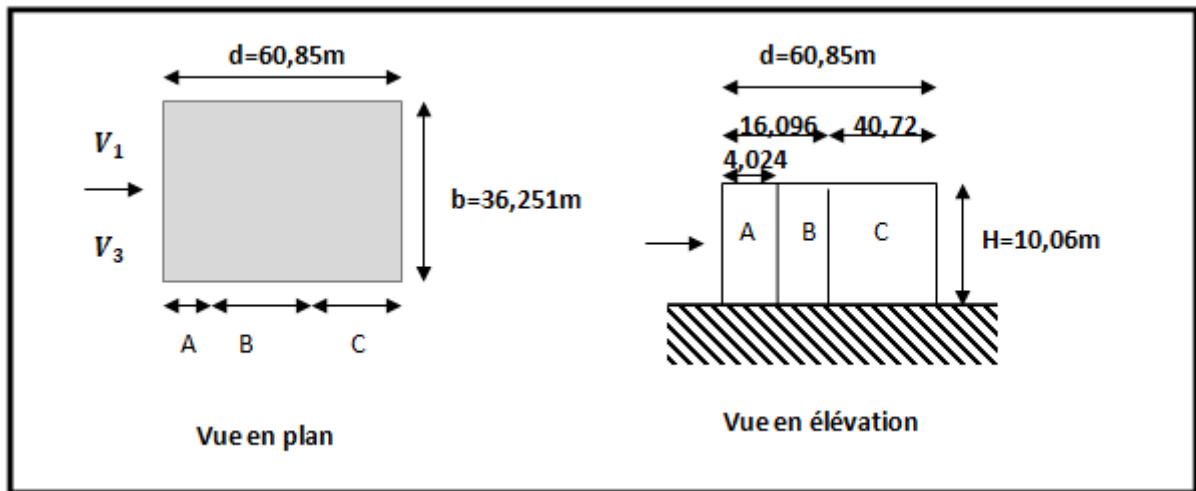


Figure II. 3: Direction du vent V1 et V3 sur les parois verticales.

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

Tableau II. 1: Valeurs de C_{pe10} pour les zones de la paroi verticale directions (V1, V3).

A	B	C	D	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

• Pour la toiture

Pignon :

- $b = 36,251 \text{ m}$
- $d = 60,85 \text{ m}$
- $h = 11,56 \text{ m}$
- $e = \min(b ; 2h) = \min(36,56\text{m} ; 2 \times 11,56\text{m})$
- $e = 23,12 \text{ m}$

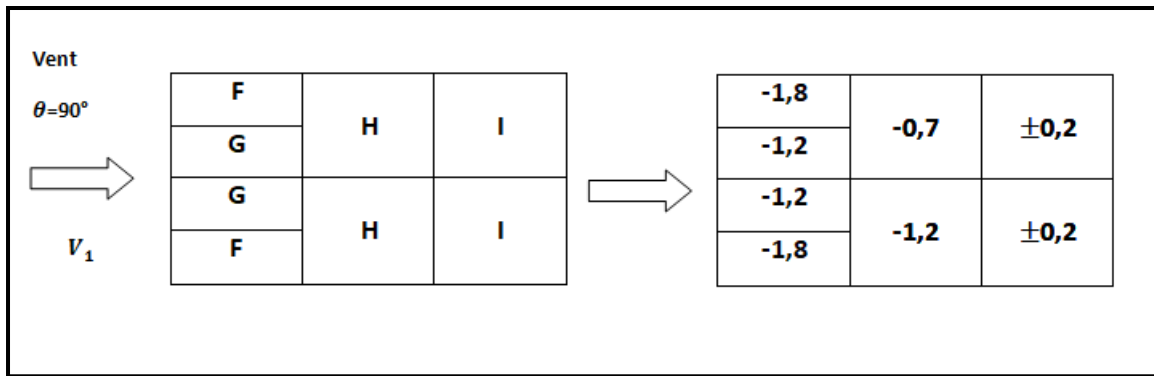


Figure II. 4: Direction du vent $\theta=90^\circ$ sur toiture.

V₂ et V₄:

Paroi verticale :

Long-pan:

- $b = 60,85 \text{ m}$
- $d = 36,251 \text{ m}$
- $h = 10,06 \text{ m}$
- $e = \min(b ; 2h) = \min(60,85\text{m} ; 2 \times 10,06\text{m})$
- $e = 20,12 \text{ m}$
- $d = 60,85 \text{ m} > e = 20,12 \text{ m}$

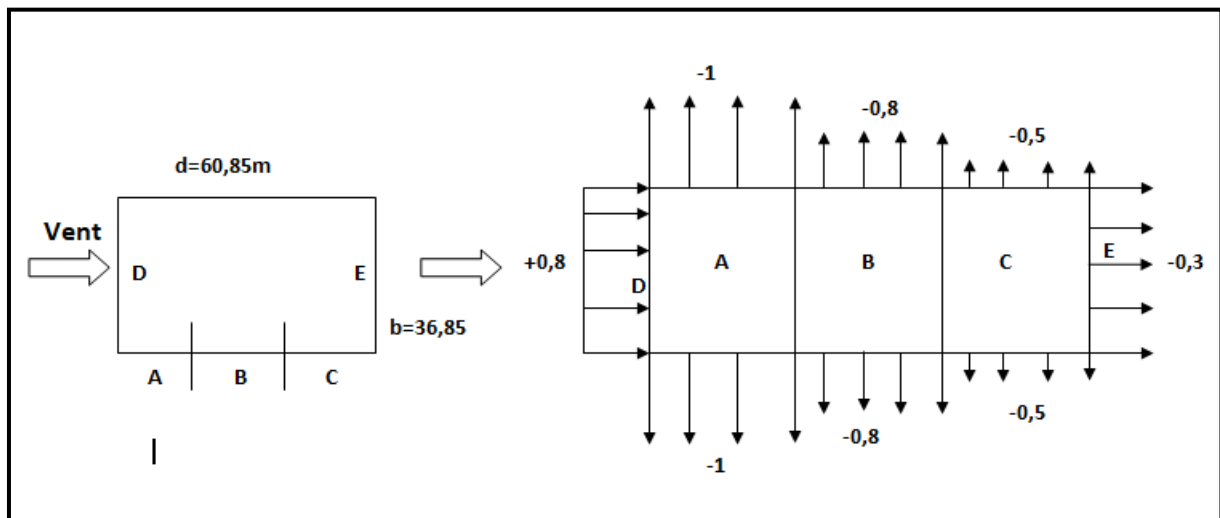


Figure II. 5: Direction du vent (V₂, V₄) sur les parois verticale

• Pour la toiture à deux versants :

Long-pan:

- $e = \min(b ; 2h) = \min(60,85\text{m} ; 2 \times 11,56\text{m})$
- $e = 23,12 \text{ m}$

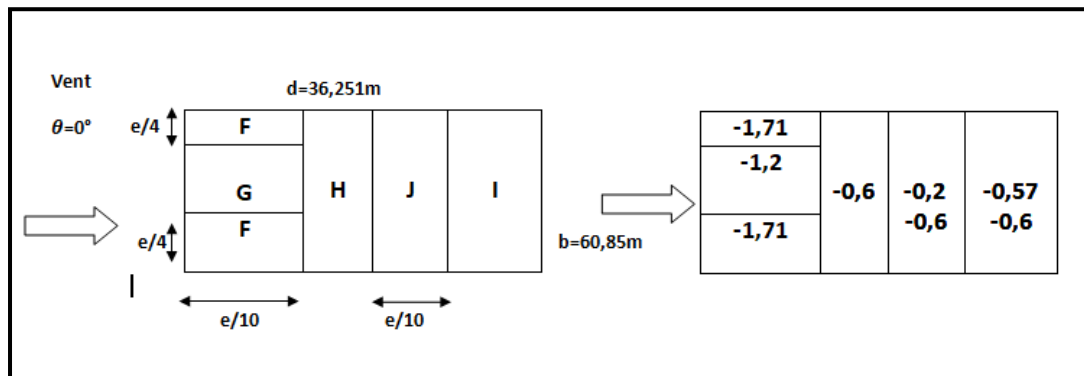


Figure II. 6 : Direction du vent $\theta=0^\circ$ sur toiture

II.4.2.11 Coefficient de pression intérieure (C_{pi})

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} , dépend de la dimension et de la répartition des ouvertures dans l'enveloppe du bâtiment.

L'indice de perméabilité μ_p est défini comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent ou } C_{pe} < 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Sens V1 :

$$\frac{h}{d} = \frac{10,06}{60,84} = 0,17 < 0,25$$

$$\mu_p = \frac{744,07 - 6(3 \times 1)}{744,07} = 0,98$$

D'après le graphe (Figure 5.14 .RNV 2013), on obtient: $C_{pi} = -0,3$

Sens V2 :

$$\frac{h}{d} = \frac{10,06}{36,251} = 0,28 < 0,25$$

$$\mu_p = \frac{744,07 - [(17,96 \times 36,251) + 6 \times (3 \times 1) + (6 \times 6)]}{744,07} = 0,05$$

Sens V3 :

$$\frac{h}{d} = \frac{10,06}{36,251} = 0,28 < 0,25$$

$$\mu_p = 1$$

D'après le graphe (Figure 5.14 .RNV 2013), on obtient: $C_{pi} = -0,3$

Sens V4 :

$$\frac{h}{d} = \frac{10,06}{36,251} = 0,28 < 0,25$$

$$\mu_p = \frac{744,07 - (7 \times 3)}{744,07} = 0,97$$

$$C_{pi} = -0,3$$

II.4.2.12 Calcul de la surcharge du vent (q_j)

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

$$Q_j = C_d \times q_{dyn} [C_{pe} - C_{pi}]$$

➤ Vent sur le pignon sens (V1, V3)

- **Parois vertical**

Tableau II. 2: Pressions pour les parois verticales directions du vent (V1, V3) [daN/m^2].

Zones	C_d	$C_e(z)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_{réf}$	W_j [daN/m^2]
A	1	1,7	-1	-0,3	-0,7	435	-517,65
B	1	1,7	-0,8	-0,3	-0,5	435	-369,75
C	1	1,7	-0,5	-0,3	-0,2	435	-147,9
D	1	1,7	+0,8	-0,3	1,1	435	-813,45
E	1	1,7	-0,3	-0,3	0	435	0

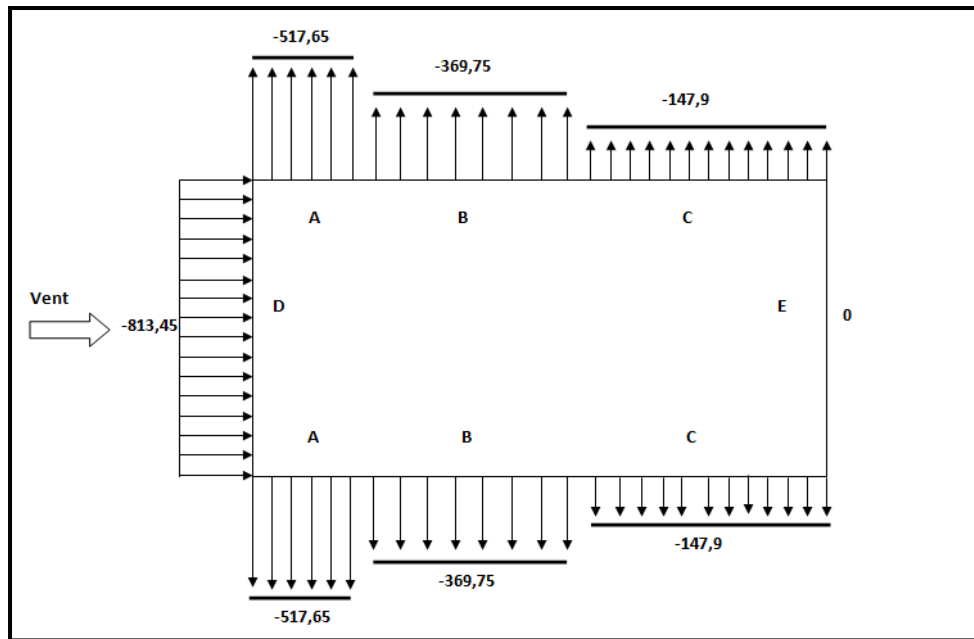


Figure II. 7: Pressions sur les parois verticales directions du vent (V1, V3) [daN/m²].

- **Toiture**

Tableau II. 3: Pressions pour la toiture directions du vent (V1, V3) [daN/m²].

Zones	Cd	Ce(z)	Cpe	Cpi	Cpe- Cpi	qréf	Wj [daN/m ²]
F	1	1,797	-1,8	0	-1,8	435	1407,06
G	1	1,797	-1,2	0	-1,2	435	-938,04
H	1	1,797	-0,7	0	-0,7	435	-547,19
I	1	1,797	±0,2	0	±0,2	435	±156,34

1470,06	-547,19	±156,3
-938,04		
-938,04	-547,19	±156,3
1470,06		

Figure II. 8: Pressions sur la toiture directions du vent (V1, V3) [daN/m²].

➤ Vent sur le long pan sens (V2, V4)

- Parois verticales

Tableau II. 4: Pressions pour les parois verticales directions du vent (V2, V4) [daN/m²]

Zones	Cd	Ce(z)	Cpe	Cpi	Cpe- Cpi	qréf	Wj [daN/m ²]
A	1	1,7	-1	-0,3	-0,7	435	-517,65
B	1	1,7	-0,8	-0,3	-0,5	435	-369,75
C	1	1,7	-0,5	-0,3	-0,2	435	-147,9
D	1	1,7	+0,8	-0,3	+1,1	435	-813,45
E	1	1,7	-0,3	-0,3	+0	435	0

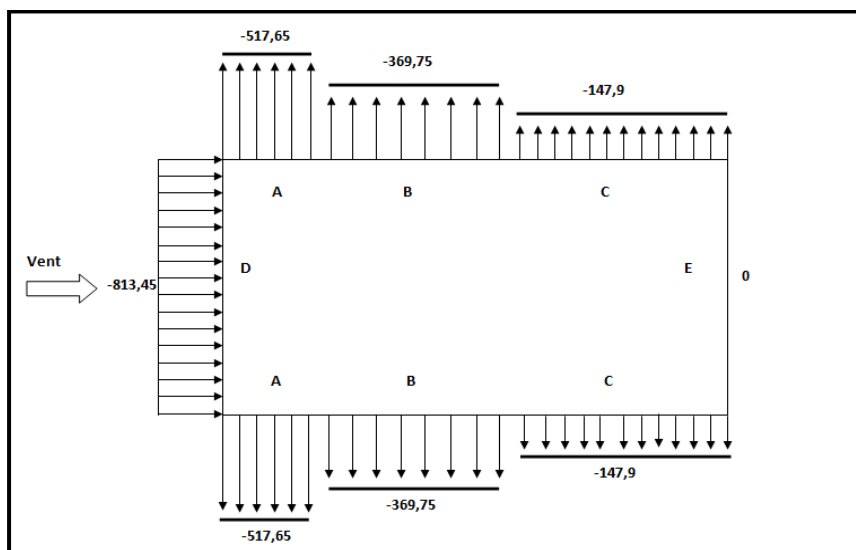


Figure II. 9 : Pressions sur les parois verticales directions du vent (V2, V4) [daN/m²]

- Toiture

Tableau II. 5: Pressions pour la toiture directions du vent (V2, V4) [daN/m^2].

Zones	Cd	Ce(z)	Cpe	Cpi	Cpe- Cpi	q _{réf}	W _j [daN/m^2]
F	1	1,797	-1,71	0	-1,71	435	-1336,7
G	1	1,797	-1,2	0	-1,2	435	-938
H	1	1,797	-0,6	0	-0,6	435	-469,02

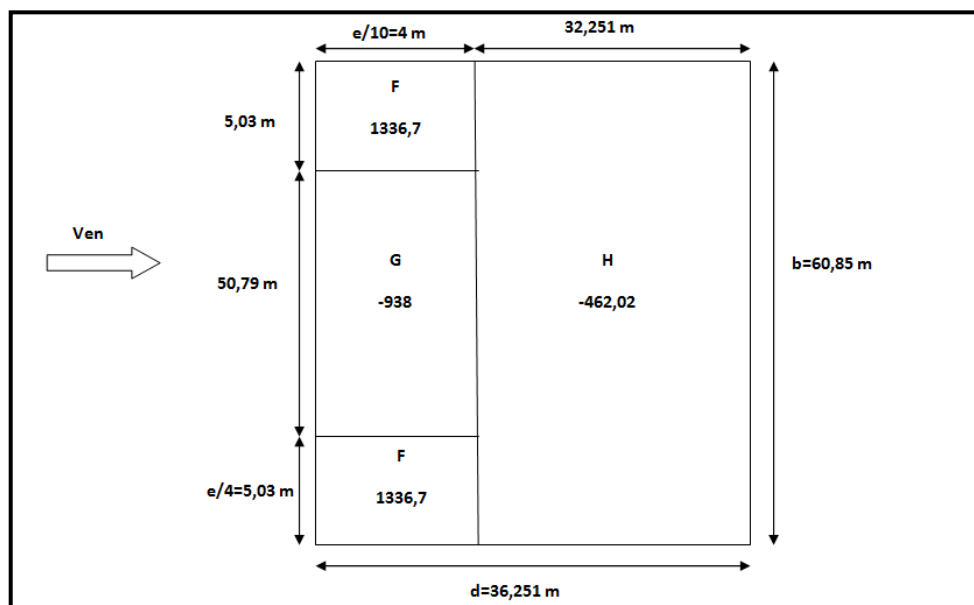


Figure II. 10: Pressions sur la toiture directions du vent (V2, V4) [daN/m^2].

II.4.3 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 parallèle au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent et sous le vent.

Condition à vérifier :

$$2(d \times h) \leq 4(2b \times h) \quad (\text{cf. chapitre 2 §2.6.3}).$$

➤ **Directions (V1, V3)**

$1406,62 \text{ m}^2 < 3352,49 \text{ m}^2$ Condition vérifiée.

➤ **Directions (V2, V4)**

$838 \text{ m}^2 < 5626,46 \text{ m}^2$ Condition vérifiée.

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

II.5 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.

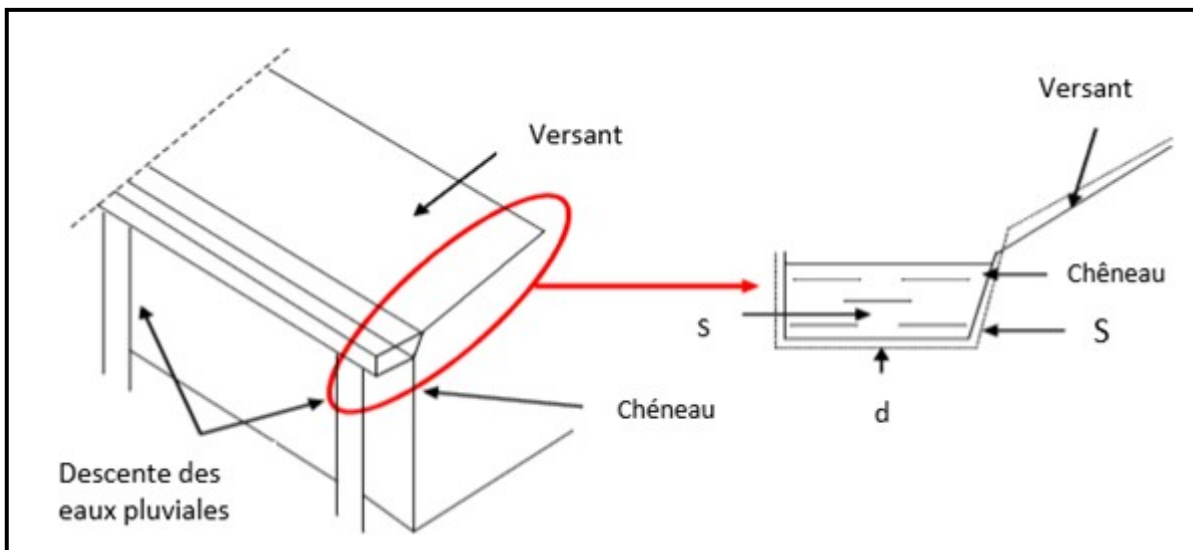


Figure III. 1: Chéneau d'eau.

a) Calcul de la section et du diamètre du chéneau

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

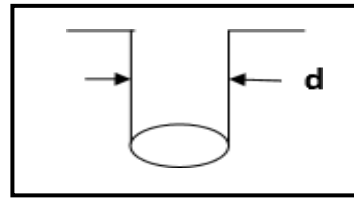


Figure III. 2: Moignon cylindrique.

Avec :

- s : Section transversale du chéneau en cm².
- S: Surface couverte du versant en m²
- d: Périmètre de la section mouillée du chéneau en cm.
- p: Pente du chéneau. P=2 mm /m.
- S = 60 m × 18,13 m = 1087,8 m²

Calcul du diamètre D des descentes d'eaux suivant à l'abaque cité ci-dessus.

$$d_{\min} = 8 \text{ cm}$$

$$s_{\max} = 600 \text{ cm}^2$$

Pour un chéneau moignon cylindrique et sans trop-plein.

D = 26 cm Abaque B1 ET B2 (Voir L'ANNEXE B).

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.

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 1,5 m sauf le dernier espacement qui est de 0,18m.

$$\text{COS } 4,73^\circ = 18,1255/x \Rightarrow x = 18,18 \text{ m}$$

Charges à prendre en considération

➤ **Charges permanentes**

Poids propre de la couverture en panneau sandwich $G = 17,9 \text{ daN/m}^2$ voir (ANNEXE G).

➤ **Charges d'entretien**

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

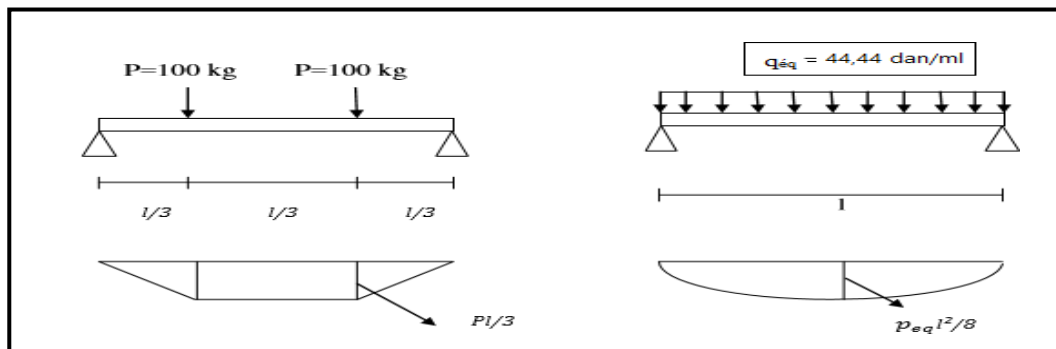


Figure III. 3: Diagramme des moments maximum.

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

➤ **Action du vent :** $W = -1407,06 \text{ daN/m}^2$ (toiture V1, V3)

➤ **Action de la neige :** $S = 17,44 \text{ daN/m}^2$

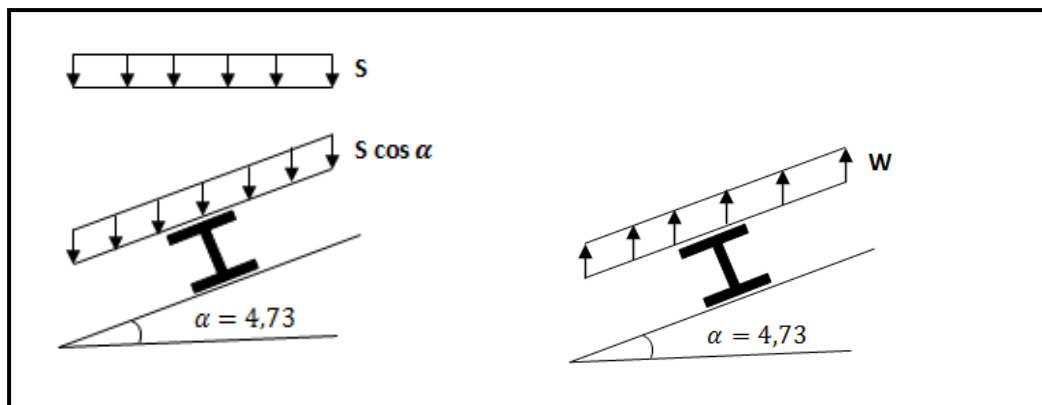


Figure III. 4 : Cas de l'effet de neige

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

III.2.2.2 Combinaison des charges

- $q_1 = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times (17,9 \times 1,5) + 1,5 \times (44,44) = 102,91 \text{ daN/ml}$

Plan (y-y) :

- $q_2 = [1,35 G + 1,5 N] \cos \alpha = 6,22 \text{ daN/ml}$

Plan (z-z) :

- $q_2 = [1,35 G + 1,5 N] \sin \alpha = [1,35 \times (17,9 \times 1,5) + 1,5 \times (17,44 \times 1,5)] \times \sin 4,73$

$$q_2 = 75,23 \text{ daN/ml}$$

Plan (y-y) :

- $q_3 = G \cos \alpha = 1,5 \times 17,9 \cos 4,73 = 2,21 \text{ daN/ml}$

- $q_4 = 1,35 \times G \cos \alpha = 1,35 \times (1,5 \times 17,9) \cos 4,73 = 2,98 \text{ daN/m}^2$

Plan (z-z) :

- $q_2 = G \sin \alpha - 1,5V = 17,9 \times 1,5 \sin 4,73 - 1,5 \times (1,5 \times 104,706) = -289,83 \text{ daN/ml}$

- $q_{\max} = \max (q_1, q_2, q_3, q_4) = -289,83 \text{ daN/ml}$

Calcul des moments sollicitant à l'ELU

Plan (y-y) :

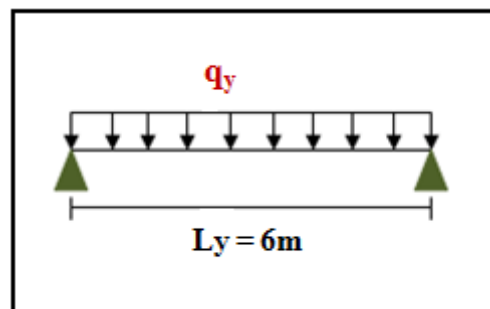


Figure III. 6 : Répartition de la charge suivant l'axe y-y.

$$M_{y,sd} = \frac{qy \times l^2}{8} = \frac{6,22 \times 6^2}{8}$$

$$M_{y,sd} = 28 \text{ daN.m}$$

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

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

$$W_{ply} \geq \frac{0,28 \times 10^6}{235} \times 1,5$$

$$W_{ply} = 17,87 \text{ cm}^3$$

Plan (z-z):

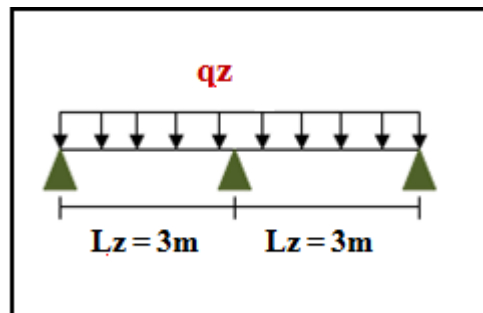


Figure III. 7 : Répartition de la charge suivant l'axe z-z

$$M_{z,sd} = \frac{qz \times l^2}{8} = \frac{289,83 \times 3^2}{8}$$

$$M_{z,sd} = 326,05 \text{ daN.m}$$

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

$$W_{plz} \geq \frac{Mzsd}{Fy} \times \gamma_{mo}$$

$$W_{plz} \geq \frac{3,26 \times 10^6}{235} \times 1,5$$

$$W_{plz} = 208,08 \text{ cm}^3$$

Nous optons pour un IPE140

- **Choix du profilé**

Tableau III. 1 : Caractéristiques du profilé IPE140

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	P Kg/m	A cm ²	h mm	B Mm	t _r 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	541,2	44,92	88,34	19,25

- **Vérification de la flèche de la toiture**

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq f_{vmax}$$

Avec :

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

Condition de la flèche :

• Plan (y-y)

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

$$F_y = \frac{5 \times 6,22 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 44,92}$$

$$F_y = 1,79 \text{ cm}$$

• Plan (z-z) :

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

$$F_z = \frac{5 \times 289,83 \times 10^{-2} \times (600/2)^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 541,2}$$

$$F_z = 0,27 \text{ cm}$$

La flèche résultante :

$$F_{max} = \sqrt{F_{zmax}^2 + \sqrt{F_{ymax}^2}}$$

$$F_{max} = \sqrt{0,27^2 + \sqrt{1,79^2}}$$

$$F_{max} = 1,8 \text{ cm} < F_{umax} = 3,38 \text{ cm}$$

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

III.2.2.3 Dimensionnement des pannes

➤ **G: Charge permanente**

Poids de la couverture $g_p = 17,9 \text{ daN/m}^2$ (TL75 Galvanisé) (ANNEXE G).

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) = $17,44 \text{ daN/m}^2$ Vent (w) = $-140,706 \text{ daN/m}^2$

▪ **Détermination des sollicitations**

La pente du versant : $\alpha = 4,73^\circ$

Espacement entre pannes : $e = 1,5\text{m}$

III.2.2.4 Combinaison des charges avec poids propre inclus :

Plan (y-y)

$$\bullet q_1 = (1,35G + 1,5Q)\cos \alpha$$

$$\bullet q_1 = [(1,35 \times 1,5 \times 17,9) + (1,35 \times 12,9) + 1,5 \times 39,44]\cos 4,73^\circ = 9,30\text{daN/ml}$$

$$\bullet q_2 = (1,35G + 1,5N)\cos \alpha$$

$$\bullet q_2 = [1,35 \times (1,5 \times 17,9 + 12,9) + (1,5 \times 1,5 \times 17,44)]\cos 4,73^\circ = 7,66\text{daN/ml}$$

$$\bullet q_3 = G\cos \alpha$$

$$\bullet q_3 = (1,5 \times 17,9 + 12,9)\cos 4,73^\circ = 3,28\text{daN/ml}$$

$$\bullet q_4 = 1,35G\cos \alpha$$

$$\bullet q_4 = [1,35 \times (1,5 \times 17,9 + 12,9)]\cos 4,73^\circ = 4,43\text{ daN/ml}$$

Plan (z-z) :

$$\bullet q_1 = (1,35G + 1,5Q)\sin \alpha$$

$$\bullet q_1 = [(1,35 \times 1,5 \times 17,9) + (1,35 \times 12,9) + 1,5 \times 39,44]\sin 4,73^\circ = 112,44\text{ daN/ml}$$

$$\bullet q_2 = (1,35G + 1,5N)\sin \alpha$$

$$\bullet q_2 = [1,35 \times (1,5 \times 17,9 + 12,9) + (1,5 \times 1,5 \times 17,44)]\sin 4,73^\circ = 92,58\text{ daN/ml}$$

$$\bullet q_3 = G\sin \alpha - 1,5V$$

$$\bullet q_3 = [(1,5 \times 17,9 + 12,9)\sin 4,73^\circ - (1,5 \times 1,5 \times 104,706)] = -279,97\text{daN/ml}$$

▪ **Calcul des moments sollicitant à l'ELU :**

$$M_{y,sd} = \frac{qy \times l^2}{8} = \frac{9,3 \times 6^2}{8}$$

$$M_{y,sd} = 41,85\text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = \frac{qz \times (l/2)^2}{8} = \frac{276,97 \times 3^2}{8}$$

$$M_{z,sd} = 314,97 \text{ daN.m}$$

III.2.2.5 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 :

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

Donc le profilé est de classe 1.

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

$$\varepsilon = 1$$

III.2.2.6 Vérification à l'ELU

➤ **Vérification au cisaillement**

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

Avec :

- $A = 16,4 \times 10^2 \text{ mm}^2$
- $A_{vz} = 9,66 \times 10^2 \text{ mm}^2$
- $A_{vy} = 2bt_f = 2 \times 73 \times 6,9 = 1007,4 \text{ mm}^2$
- $V_{ply,rd} = \frac{1007,4 \times 2350 / \sqrt{3}}{1,1} = 1242557,507 \text{ daN}$
- $V_{plz,rd} = \frac{9,66 \times 2350 / \sqrt{3}}{1,1} = 11914,93 \text{ daN}$
- $V_{z,sd} = \frac{qz,sd \times l}{2} = \frac{270,97 \times 12}{2} = 1661,82 \text{ daN}$
- $V_{y,sd} = \frac{qy,sd \times l}{2} = \frac{9,3 \times 12}{2} = 55,8 \text{ daN}$

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

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

III.2.2.7 Vérification des contraintes

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

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

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

$$M_{y,\text{pl,rd}} = W_{\text{pl,y}} \times \frac{f_y}{\gamma} = 88,34 \times \frac{2350}{1,1} = 188726,36 \text{ daN.cm}$$

$$M_{z,\text{pl,Rd}} = W_{\text{pl,z}} \times \frac{f_y}{\gamma} = 19,25 \times \frac{2350}{1,1} = 41125 \text{ daN.Cm}$$

AN :

$$(1) \rightarrow \left(\frac{1246,37 \times 10^2}{188726,36}\right)^2 + \left(\frac{41,85 \times 10^2}{41125}\right)^1 = 0,54 < 1 \text{ condition vérifiée.}$$

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

III.2.2.8 Vérification de la flèche**Les combinaisons des charges à (ELS) avec poids propre inclus**

On prend la combinaison la plus défavorable :

Plan (y-y) :

- $q_3 = (G+Q)\cos \alpha$
- $q_3 = [(17,9 + 12,9) + 39,44] \cos 4,73^\circ$
- $q_3 = 6,53 \text{ daN/ml}$

Plan (z-z) :

- $q_3 = G \sin \alpha - 1,5V$
- $q_3 = (1,5 \times 17,9 + 12,9) \sin 4,73^\circ - 1,5 \times 140,706$
- $q_3 = -171, \text{ daN/ml}$

$$f_{ud} = \frac{l}{200} = \frac{676}{200} = 3,38 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 \times 6,53 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 44,92} = 1,16 < f_{ud} \text{ condition vérifiée.}$$

$$f_z = \frac{5 \times 171,44 \times 10^{-2} \times 600/2^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 541,2} = 0,15 < f_{ud} \text{ condition vérifiée.}$$

III.2.2.8.1 Vérification de la panne vis-à-vis du déversement

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

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 ».

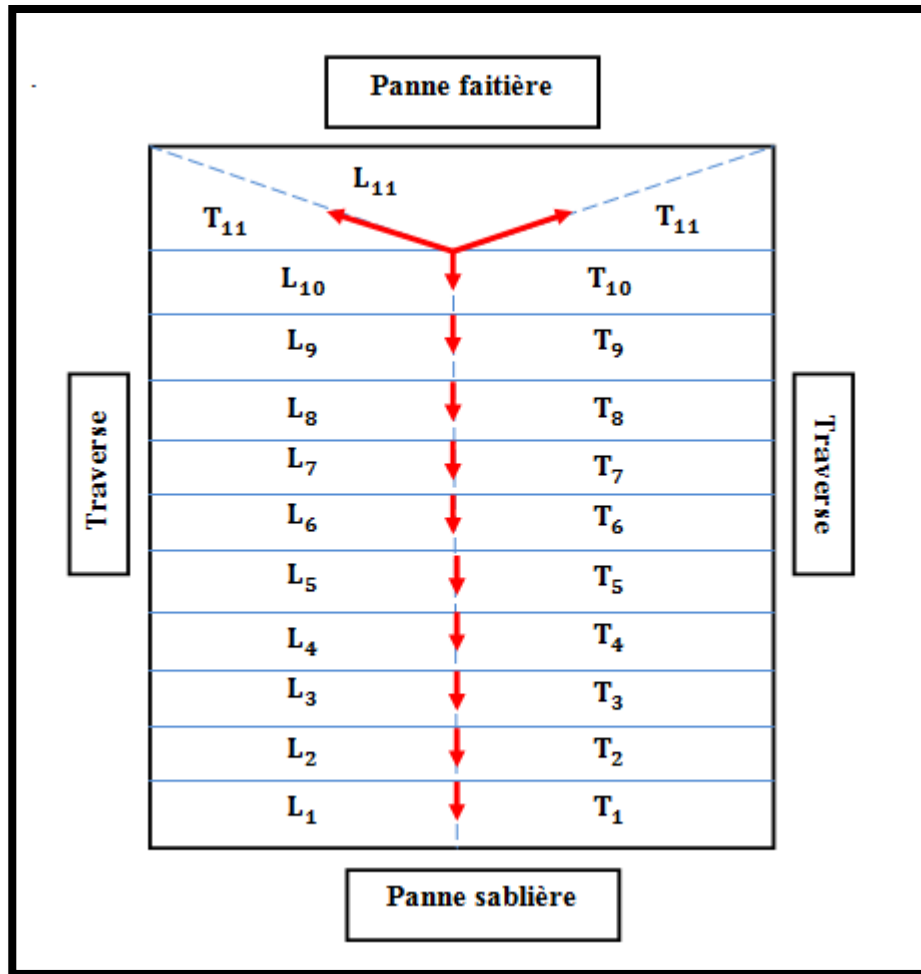


Figure III. 8 : Position des liernes

III.2.3.1 Effort de traction dans le tronçon de lierne L_1 provenant de la panne sablière

$$R = 1,25q_y \times \frac{l}{2}$$

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{39,29}{2} = 19,645 \text{ daN}$$

Effort de traction dans les autres tronçons :

- Effort dans le tronçon L2 : $T_2 = R + T_1 = 39,29 + 19,645 = 58,935$
- Effort dans le tronçon L3 : $T_3 = R + T_2 = 39,29 + 58,935 = 98,225$
- Effort dans le tronçon L4 : $T_4 = R + T_3 = 39,29 + 98,225 = 137,515$
- Effort dans le tronçon L5 : $T_5 = R + T_4 = 39,29 + 137,515 = 176,805$
- Effort dans le tronçon L6 : $T_6 = R + T_5 = 39,29 + 176,805 = 216,095$
- Effort dans le tronçon L7 : $T_7 = R + T_6 = 39,29 + 216,095 = 255,385$
- Effort dans le tronçon L8 : $T_8 = R + T_7 = 39,29 + 255,385 = 294,675$
- Effort dans le tronçon L9 : $T_9 = R + T_8 = 39,29 + 294,675 = 333,965$

Effort dans les diagonales L_{10} :

$$2T_{10}\cos\theta = T_9$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{1,5}{3,38} = 23,9^\circ$$

$$T_{10} = \frac{T_9}{2 \sin\theta} = \frac{333,965}{2 \sin(23,9)} = 455,41 \text{ daN}$$

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

$$N_{sd} = T_{\max} = 455,41 \text{ daN}$$

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

Le tronçon le plus sollicité est : L_{10}

$$N_{sd} = T_{10} = 455,41 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = T_{10} < \frac{A \times f_y}{\gamma m_0}$$

$$A > \frac{T_{10} \times \gamma m_0}{f_y} = \frac{455,41 \times 1,1}{2350} = 0,21 \text{ cm}^2$$

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

$$\varnothing = \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}} = \frac{4 \times 0,21}{\pi}$$

$$\rightarrow \varnothing = 0,52 \text{ mm}$$

Soit une barre tendue de diamètre $\varnothing = 6 \text{ mm}$

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.

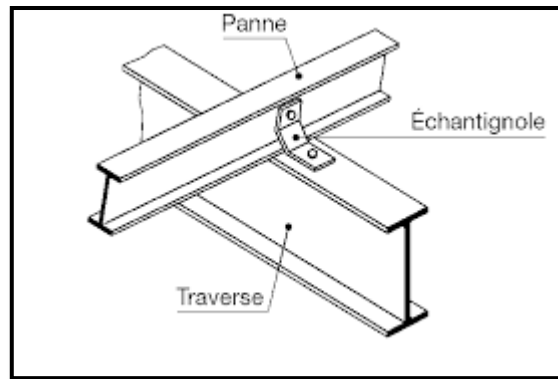


Figure III. 11 : Vue de l'échantignole

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 :

$$\begin{cases} b = 73 \text{ mm} \\ h = 109,5 \text{ mm} \\ 73 \leq t \leq 109,5 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} M_r = R_y \times t + R_z \times \frac{h}{2} \\ R_y = Q_{ysd} \times \frac{l}{2} \\ R_z = Q_{zsd} \times \frac{l}{2} \end{cases}$$

$$Q_{ysd} = 1,35G \sin \alpha = 4,43 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{zsd} = G \cos \alpha - 1,5V = -171,44 \text{ daN/ml}$$

$$\begin{cases} R_y = 14,97 \text{ daN} \\ R_z = -579,47 \text{ daN} \end{cases}$$

Echantignole de rive :

$$\begin{cases} R_{ya} = 14,97 \text{ daN} \\ R_{za} = -579,47 \text{ daN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_r = R_{ya} \times t + R_{za} \times \frac{h}{2} = 14,97 \times 8 + 579,47 \times 7$$

$$M_r = 4176,05 \text{ daN.cm}$$

Echantignole intermédiaire :

$$R_y = 2R_{yr} = 2(14,97) = 29,94 \text{ daN}$$

$$R_z = 2R_{zr} = 2(-579,47) = -1158,94 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow M_r = 29,94 \times 8 + 1158,94 \times 7$$

$$M_r = 8352,1 \text{ daN}$$

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

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

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

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

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

$$W_{el} > \frac{M_r \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{4176,05 \times 1,1}{2350}$$

$$W_{el} \geq 1,95 \text{ cm}^3$$

Pour les sections rectangulaires :

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

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \times e^2}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 1,95}{15}} = 0,88$$

Avec :

$$b = 15 \text{ cm}$$

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 profilés 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 où dépression subies par le bardage aux poteaux (ou potelets).

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

a) Espacement des lisses :

- Espacement des lisses : $e = 0,5 \text{ m}$.
- Nombre des lisses : $n = 5$

On a une hauteur de 1,5m ou les lisses sont placées sur cette hauteur (la ferme seulement).

Espacement des lisses $\left\{ \begin{array}{l} \text{Long-pan} \rightarrow 0,5\text{m} \\ \text{Pignon} \rightarrow 0,5\text{m} \end{array} \right.$

Nombre de lisse $\left\{ \begin{array}{l} \text{Long-pan} \rightarrow n = 3 \\ \text{Pignon} \rightarrow n = 5 \end{array} \right.$

b) Dimensionnement des lisses :

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 G)
- Poids de la lisse (estimée) $\rightarrow g_p = 13,4 \text{ Kg/m}$ (UPN120)

Tableau III. 2: Caractéristiques du profilé UPN120

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
UPN120	13,4	17,0	120	55	9	7	82	364	43,2	72,6	21,2

c) Surcharges climatiques (dans le plan de l'âme)

Pression du vent $\rightarrow W = 140,706 \text{ daN/m}$ (parois vertical V₁, V₃)

d) Verification 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) :

$$q_y = 25,45 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} = \frac{q_y \times l}{2} = \frac{25,45 \times 6}{2} = 76,35 \text{ daN}$$

$$A = 17\text{cm}^2$$

$$A_{vy} = 2bt_f = 9,9\text{cm}^2$$

$$A_{vz} = 8,8 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_{ply,rd} = 0,58 \times \frac{A_{vy} \times f_y}{\gamma_{mo}} = 0,58 \times \frac{9,9 \times 235}{1,1} = 1226,7 \text{ daN}$$

$$V_{ply,rd} = 1226,7 \text{ daN} > V_{y,sd} = 76,35 \text{ daN.} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Suivant l'axe (z-z) :

$$q_z = 105,53 \text{ daN}$$

$$A_{vz} = 8,8 \text{ cm}^2$$

$$V_{z,sd} = \frac{q_z \times l}{2} = \frac{105,53 \times 6}{2} = 316,59 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow V_{plz,rd} = 0,58 \times \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{mo}} = 0,58 \times \frac{8,8 \times 235}{1,1} = 1090,4 \text{ daN}$$

$$0,5 \times V_{plz,rd} = 545,2 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow 0,5 \times V_{plz,rd} = 545,2 \text{ daN} > V_{z,sd} = 316,59 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

e) Verification à la flexion déviée

- Flexion suivant l'axe (z-z)

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

$$q_z = 1,35(10,9 \times 0,5 + 13,4)$$

$$q_z = 25,45 \text{ daN/ml}$$

$$- M_{z,sd} = q_z \times \frac{l^2}{8} = 25,45 \times \frac{6^2}{8}$$

$$M_{z,sd} = 114,53 \text{ daN.m}$$

- Flexion suivant l'axe (y-y)

$$q_y = 1,5(w \times e) = 1,5(140,706 \times 0,5) = 105,53 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = q_y \times \frac{l^2}{8} = 105,53 \times \frac{6^2}{8}$$

$$M_{y,sd} = 474,89 \text{ daN.m}$$

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

$$\frac{M_{y,sd}}{W_{y,el,Rd}} + \frac{M_{z,sd}}{W_{z,el,Rd}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\frac{474,89 \times 10^2}{72,6} + \frac{114,53 \times 10^2}{21,2} \leq \frac{2350}{1,1}$$

$$1194,35 \text{ daN/m}^2 < 2136,36 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

f) Vérification de la flèche UPN120 avec le poids propre inclus à l'ELS**Plan (z-z) :**

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

$$q_z = g_i + (g_h \times 0,5) = 13,4 + (10,9 \times 0,5)$$

$$q_z = 18,85 \text{ daN/ml}$$

$$f_z = \frac{5 \times 18,85 \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 43,2}$$

$$F_z = 3,51 \text{ cm}$$

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

$F_z = 3,51 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$ condition non vérifiée.

Plan (y-y) :

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

$$q_y = w \times e = 140,706 \times 0,5$$

$$q_y = 70,35 \text{ daN/ml}$$

$$f_y = \frac{5 \times 70,35 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 364}$$

$F_y = 1,5 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$ condition vérifiée.

On voit que suivant l'axe (z-z), la condition ne vérifie pas donc on ajoute des liernes entre les lisses pour réduire la flèche de la lisse.

$$\Rightarrow f_z = \frac{5 \times q_z \times (l/2)^4}{384 \times E \times I_z} = \frac{5 \times 18,85 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 43,2}$$

$$F_z = 0,22 < \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ Conclusion

Le profilé UPN120 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 découlant 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 = 844,24 daN/m²)

-e: la largeur de la surface solliciter le potelet le plus élancé (e = 6m)

$$q_z = w \times e \rightarrow 844,24 \times 6 = 5065,44 \text{ daN/ml}$$

-h: la hauteur maximal de potelet le plus sollicité (h= 5,78m).

$$I_y = \frac{200 \times 5 \times qz \times h^4}{384 \times E \times l} = \frac{200 \times 5 \times 5065 \times 578^3}{384 \times 21 \times 10^5}$$

$$I_y \geq 2021,62 \text{ cm}^4$$

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 IPE220.

Tableau III. 3 : Caractéristiques du profilé IPE220.

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
IPE220	22,2	33,4	220	110	9,2	5,9		2317	171,4	285,4	58,11

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.2.6.3 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 → $G = 10,9 \text{ daN/m}^2$

Poids propre des lisses (UPN120) → $G = 13,4 \text{ daN/ml}$

Nombre de lisse supporté par les potelets → $n = 5$ (nombre maximum sur la ferme)

$$\Rightarrow G = (13,4 \times 5 \times 6) + (10,9 \times 6 \times 8,56) + (22,2 \times 8,56)$$

$$G = 1151,85 \text{ daN}$$

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

$$V = 140,706 \times 6$$

$$V = 844,24 \text{ daN/ml}$$

III.2.6.4 Combinaison des charges

A l'ELU :

$$-N_{sd} = 1,35G = 1,35 \times (1151,85) = 1555$$

$$-q_z = 1,5w = 1,5 \times 844,24 = 1266,36 \text{ daN.}$$

III.2.7 Vérification de la stabilité de potelet

III.2.7.1 Vérification de la résistance à la flexion composée :

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

Où :

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{1555}{71354,6} = 0,022$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = 1555 \\ N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{3340 \times 2350}{1,1} = 71354,6 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} = \frac{1555}{71354,6} = 0,022$$

$$\text{Et : } \alpha = \frac{A-2btf}{A} = \frac{3340-2 \times 110 \times 9,2}{3340} = 0,39 < 0,5$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{285,4 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 6097,2 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = \frac{qz \times l^2}{8} = \frac{1266,36 \times 8,56^2}{8} = 10283,41 \text{ daN.}$$

$$M_{sd} = 10283,41 \text{ daN}$$

$$M_{Ny,rd} = 6097,2 \times \left[\frac{1-0,022}{1-0,5 \times 0,39} \right] = 10886,27 \text{ daN}$$

Donc :

$$M_{sd} = 10283,41 \text{ daN.m} \leq M_{Ny,rd} = 10886,27 \text{ daN.m} \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.2.7.2 Vérification au flambement :

Classe de la section du profilé IPE220 est classe 1 (d'après le tableau de section).

On utilise la formule suivante :

$$\frac{Nsd}{\chi \min \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Lorsque : $M_{z,sd} = 0$ la formule revient :

$$\frac{Nsd}{\chi \min \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Longueur de flambement

- Autour de l'axe (z-z) (dans le plan de l'âme) le potelet risque de flamber sur toute sa hauteur. Donc : $L_z = 8,56\text{m}$
- Autour de l'axe y-y(perpendiculaire à l'âme) le potelet empêcher de flamber sur toute sa hauteur par les lisses de bardage. Donc : $L_y = 0,5\text{m}$

Calcul les élancements :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{50}{9,05} = 5,5 \\ \lambda_z = \frac{L_z}{i_z} = \frac{856}{2,48} = 347,97 \end{array} \right.$$

Calcul l'élancement critique :

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

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

Calcul les élancements réduits :

$$\tilde{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{5,5}{93,3} = 0,05$$

$$\tilde{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{347,97}{93,3} = 3,7$$

Calcul le coefficient de réduction χ_{\min}

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y (\tilde{\lambda}_y - 0,2) + \tilde{\lambda}_y^2] \\ \theta_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z (\tilde{\lambda}_z - 0,2) + \tilde{\lambda}_z^2] \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta_y = 0,5 \times [1 + 0,21 (0,05 - 0,2) + 0,05^2] = 0,5 \\ \theta_z = 0,5 \times [1 + 0,34 (3,7 - 0,2) + 3,7^2] = 7,94 \end{array} \right.$$

Tableau : coefficient de flambement correspondant à la section IPE220.

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

$$\begin{cases} \chi_y = \frac{1}{0,5 + [0,5^2 - \lambda_y^2]^{0,5}} = \chi_y = \frac{1}{0,5 + [0,5^2 - 0,5^2]^{0,5}} = 1 \\ \chi_z = \frac{1}{7,95 + [7,9^2 - 3,7^2]^{0,5}} = \chi_z = \frac{1}{7,95 + [7,9^2 - 3,7^2]^{0,5}} = 0,07 \end{cases}$$

Calcul de K_y

$$K_y = 1 - \frac{-U_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$$U_y = \lambda_y (2 \times \beta_{my} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} = 0,05 \times (2 \times 1,1 - 4) + \frac{285,4 - 252}{252} = 0,04 < 0,9$$

Avec :

$$\beta_{my} = 1,8 - 0,7 \Psi = 1,8 - 0,7 \times 1 = 1,1$$

D'où :

$$K_y = 1 - \frac{0,04 \times 1555}{1 \times 33,4 \times 2350} = 1 \leq 1,5$$

$$\Leftrightarrow \frac{1555}{0,07 \times 71354,54} + \frac{1 \times 11598,84}{60971,8} = 0,45 < 1 \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.2.7.3 Vérification au déversement

On doit vérifier cette condition :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{lt} \times M_{ysd}}{\chi_{lt} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Calcul de K_{lt}

$$K_{lt} = 1 - \frac{-U_{lt} \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$$U_{lt} = 0,15 \times \lambda_z \times \beta_{mlt} - 0,15 = 0,15 \times 0,37 \times 1,1 - 0,15 = -0,089 < 0,9$$

Avec :

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

D'où :

$$K_{lt} = 1 - \frac{-0,089 \times 1555}{0,07 \times 33,4 \times 2350} = 1,02 < 1,5$$

Calcul de λ_{lt}

$$\lambda_{lt} = \frac{Lz/iz}{C1^{0,5} \left[1 \times \frac{1}{20} \left(\frac{Lz/iz}{h/tf} \right)^2 \right]} = 197,9$$

$C_1 = 1,132 \rightarrow$ pour les poutres simplement appuyées avec une charge uniformément répartie.

$$\lambda_{LT} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} = \frac{197,9}{93,3} = 2,1 > 0,4 \text{ (il y a risque de déversement).}$$

$$\theta_{lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{lt}(\lambda_y - 0,2) + \lambda_{lt}^2] = 0,5 \times [1 + 0,21(2,1 - 0,2) + 2,1^2] = 2,9$$

Avec :

$$\alpha_{lt} = 0,21 \text{ (Pour les profilés laminés).}$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\theta_{lt} + [\theta_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2]^{0,5}} = \chi_{lt} = \frac{1}{2,9 + [2,9^2 - 2,1^2]^{0,5}} = 0,29 < 1$$

$$\Rightarrow \frac{1298,46}{0,07 \times 71354,54} = \frac{1,02 \times 11598,84}{0,21 \times 60971,8} = 0,9 < 1 \quad \text{condition vérifiée.}$$

On peut conclure que l'IPE220 convient comme potelet pour notre structure.

CHAPITRE IV

Etude sismique

IV.1 INTRODUCTION

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre provoquant des méfaits importants au niveau de la construction et par conséquent la vie humaine. Pour éviter tout risque de ruine qui pourra surgir lors d'un éventuel séisme nous avons jugé une étude sismique primordiale afin de remédier à ce phénomène.

Ce présent chapitre a pour but de calculer les efforts sismiques à la base et les comparer avec les efforts sismiques normaux.

Nous utiliserons les résultats pour le dimensionnement de l'ossature principale de notre structure. Pour ce faire, Le RPA99/V2003 met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- méthode statique équivalente.
- méthode d'analyse modale spectrale.
- méthode d'analyse dynamique par accéléro-gramme.

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

IV.2 PRINCIPE DE LA METHODE MODALE SPECTRALE

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

IV.3 CLASSIFICATION

IV.3.1 CLASSIFICATION DES ZONES SISMIQUE

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

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

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité dans RPA99/V2003

(ANNEXE B) ; Tlemcen se situe dans une zone de faible sismicité « **ZONE I** ».

IV.3.2 CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE

D'après le RPA99/V2003 (ANNEXE C), notre ouvrage est classée en Zone **I** groupe

A1. Selon le rapport géotechnique relatif, à l'endroit où sera réalisé cet ouvrage on est en présence du sol meuble donc il est classé en catégorie **S3**.

IV.4 ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

L'étude dynamique a pour but de déterminer les caractéristiques dynamiques propres.

IV.4.1 MODELISATION 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.

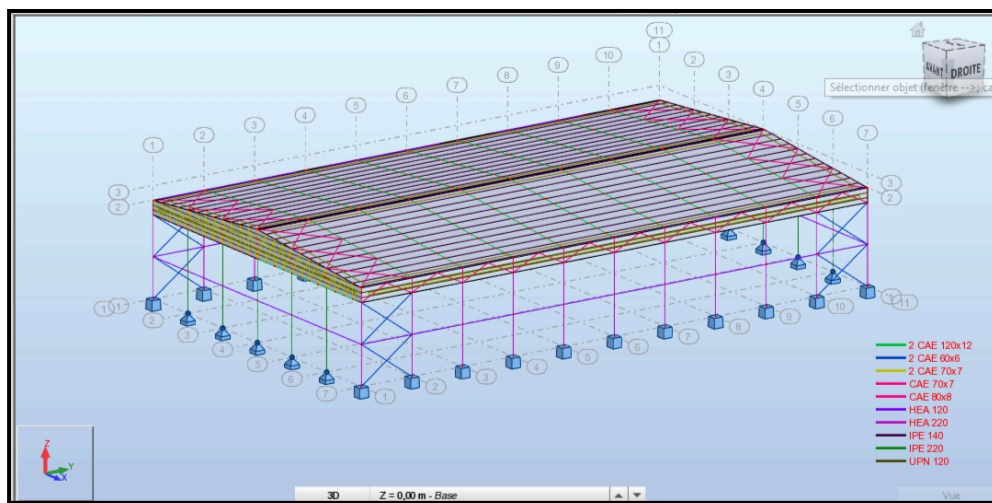


Figure IV. 1: Vue en 3D de la structure

IV.4.2 SPERCTRE DE REPONSE DE CALCUL

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, donnée suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (tableau 4.1 RPA99/V2003) → **A = 0.12**

Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif

Acier dense $\xi = 5\%$

η : facteur de correction d'amortissement (Tableau 4.2 RPA99/V2003)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = 1$$

T_1 et T_2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site meuble S3 :

$$T_1 = 0.15s$$

$$T_2 = 0.50s \text{ (Tableau 4.7 RPA99/V2003)}$$

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) $\rightarrow R=4$

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, des fonctions de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Avec :

$$\begin{cases} D = 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{2/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Q : Facteur de qualité donné par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Tableau IV. 1 : Facteur de qualité

Critère q	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Donc :

$$Q = 1,1$$

T : Période fondamentale de la structure, elle est donnée par la formule suivante :

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

h_n = hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau

$$h_n = 11.56\text{m}$$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement, de type remplissage et donné par le tableau (4.6). Dans notre cas on a un portique auto-stable en acier avec remplissage en maçonnerie $C_t = 0.050$

$$T = 0.050 \times 11.56^{3/4} = 0.31\text{s}$$

$$0 \leq 0.31 \leq 0.5\text{s} \text{ donc } D = 2.5 \quad \eta = 2.5 \times 1 = 2.5$$

IV.4.3 ANALYSE MODALE SPECTRALE

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

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (Spectre RPA99/V2003)

Le spectre de réponse est caractérisé par les données suivantes :

- Zone sismique I (Tlemcen).
- Groupe d'usage B1 (ouvrages de grande importance).
- Pourcentage d'amortissement $\xi = 5 \%$.
- Facteur de qualité $Q = 1,1$.
- Site meuble (S3).
- Coefficient de comportement $R = 4$.

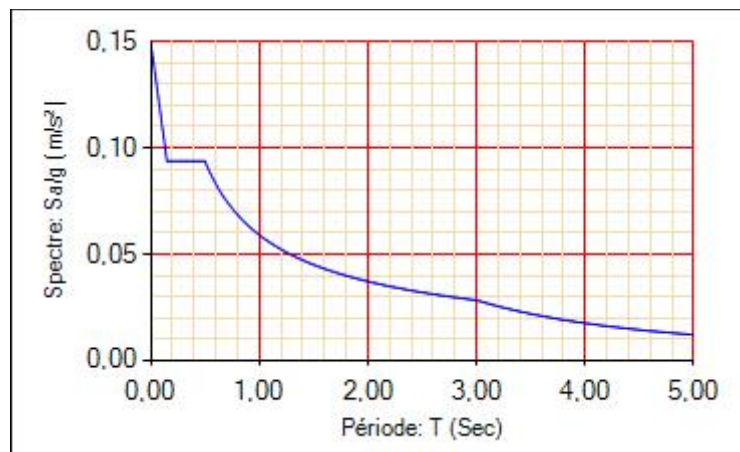


Figure IV. 2 : Spectre de réponse de la structure

IV.5 VERIFICATION DE LA STRUCTURE

IV.5.1 VERIFICATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE DE LA STRUCTURE

La valeur de T est calculée par le logiciel ROBOT.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]
6/ 1	6,21	0,16
6/ 2	6,43	0,16
6/ 3	6,78	0,15
6/ 4	7,18	0,14
6/ 5	7,61	0,13
6/ 6	8,01	0,12
6/ 7	8,40	0,12
6/ 8	8,73	0,11
6/ 9	8,89	0,11
6/ 10	8,89	0,11

Figure IV. 3 : Les 10 premiers modes de vibration lors du séisme.

On doit vérifier que $T_{\text{robot}} \leq 1.3T$ si ça ne vérifie pas une addition des contreventements est nécessaire ou bien le changement de section.

$0.16s \leq 1.3 \times 0.31 = 0.4$ condition vérifiée.

IV.5.2 VERIFICATION DE LA FORCE SISMIQUE A LA BASE

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

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

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

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

Avec:

A: Coefficient d'accélération de zone $A = 0,12$

D: Facteur d'amplification dynamique moyen $D = 2,5$ ($0 < T < T_2$).

Q_x : Facteur de qualité suivant X ($Q_x = 1,10$).

Q_y : Facteur de qualité suivant Y ($Q_y = 1,10$).

R : Coefficient de comportement ($R = 4$ pour la direction de Y).

R : Coefficient de comportement ($R = 4$ pour la direction de X).

W: Poids total de la structure (calculée par ROBOT) $W = 116127 \text{ daN}$

Donc :

$$V_x = V_y = \frac{0,12 \times 2,5 \times 1,1}{4} \times 116,127 = 9580,48 \text{ daN}$$

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

	V_t (daN)	V (daN)	80% V (daN)	V_t>80% V
V_x	82054	9580	7664	Vérifiée
V_y	7866	9580	7664	Vérifiée

IV.5.3 VERIFICATION DES DEPLACEMENTS

Le déplacement horizontal (δ_k) est calculé par la formule suivante :

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

δ_{ek}	R	δ_k	1%h_k	Condition
2,3	4	9,2	11,56	vérifiée

Avec :

- **R**: Coefficient de comportement
- **δ_{ek}** : Déplacement dû aux forces sismiques

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

Tableau IV. 3 : Déplacement relatif suivant x

δ_{ek}	R	δ_k	1%h_k	Condition
0,6	4	2,4	11,56	vérifiée

Tableau IV. 4 : Déplacement relatif Suivant y.

δ_{ek}	R	δ_k	1%h_k	Condition
2,3	4	9,4	11,56	vérifiée

IV.6 CONCLUSION

Afin de déterminer les caractéristiques dynamiques, un modèle 3D en éléments finis a été fait, ce modèle a servi de base pour élaborer le calcul sismique.

La condition de la période fondamentale de la structure par rapport à la période empirique donnée par le « RPA99/V2003 » est vérifiée.

La période obtenue par le robot est bien inférieure à celle calculé avec le RPA99/V2003.

CHAPITRE V

Vérification des éléments structuraux

V.1 INTRODUCTION

Ce chapitre consiste à dimensionner les éléments principaux de la structure telle que les poteaux, les stabilités, les éléments de la ferme (montants, diagonales, membrure inférieure, membrure supérieure), la sablière et les contreventements en se basant sur le règlement [CCM97].

V.2 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.2.1 Classe de la section transversale du profilé HEA220

Tableau V. 1: Caractéristique du profilé HEA220.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	G kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
HEA220	50,5	64,3	210	220	11	7	152	5410	1955	568,5	270,6

- Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{220}{2 \times 11} = 10 \leq 10 \varepsilon \rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

Avec :

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

- Classe de l'âme fléchie et comprimé :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{152}{7} = 21,7 \leq 72 \varepsilon \rightarrow \text{l'âme de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

V.2.2 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.

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

$$M_{y,sd} = 52,94 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,sd} = -0,22 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 266,12 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 10,46 \text{ kN}$$

On doit vérifier que:

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

$$A_{vz} = 15,88 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où: } V_{pl,rd} = 0,58 \times \frac{2350 \times 20,63}{1,1} = 25562,45 \text{ daN}$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \times t_f = 20,63 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = 1046 \text{ daN} \leq 0,5 \times V_{pl,rd} = 25562,45 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

V.2.3 Vérification de la résistance à la flexion composée

➤ Vérification au déversement

Comme il ya la flexion composée, il y a donc risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si $\lambda_{lt} \geq 0,4$

$$\lambda_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right) \times (\beta_w)^{0,5}$$

$$\beta_w = 1 \text{ (Section transversale de classe 1)}$$

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon \quad ; \quad \text{avec } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

Pour les poteaux sont articulés en pied et encastres à la tête, les facteurs de longueur effective

K et K_w sont pris égale à 0,7 donc la formule de λ_{LT} est de forme :

$$\lambda_{lt} = \frac{K \times L \times \left[\frac{W_{pl,y}^2}{I_z \times I_y} \right]^{0,25}}{(c_1)^{0,5} \times \left[1 + \frac{(K \times L)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w} \right]^{0,25}}$$

Avec :

➤ C_1 = Facteur dépendant de condition de charge d'encastrement : $C_1 = 1,285$ (Annexe D).

$$\text{➤ } G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 4}{2(1+0,3)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{➤ } I_t = \text{Moment d'inertie de torsion} = 28,46 \text{ mm}^4$$

$$\text{➤ } I_w = \text{Moment d'inertie de gauchissement} = 193,3 \times 10^3 \text{ mm}^6$$

$$\text{➤ } I_z = \text{Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie} = 1955 \times 10^3 \text{ mm}^4$$

$$\lambda_{lt} = \frac{0,7 \times 856 \left[\frac{(568,5)^2}{1955 \times 10^3 \times 193,3 \times 10^3} \right]^{0,25}}{(1,285)^{0,5} \times \left[1 + \frac{(0,7 \times 856)^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 28,46}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 193,3 \times 10^3} \right]^{0,25}} = 53,27$$

$$\lambda_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} = \frac{53,27}{93,9} = 0,57 > 0,4$$

Donc : il y a un risque de déversement.

La formule de vérification de la section sera comme suit :

$$\frac{Nsd}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{lt} \times M_{y,sd}}{\chi_{lt} \times \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{\frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Calcul de χ_z

$$\lambda_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{L_{fz}/i_z}{\lambda_1} = 1,16 > 0,2$$

Donc le flambement sera considéré juste dans le sens z-z :

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

Avec : α = le facteur d'imperfection.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0,95 > 1,2 \\ t_f = 11 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,49$$

$$\phi_z = 0,5 [1 + 0,49 \times (1,16 - 0,2) + 1,16^2] = 1,41$$

$$\chi_y = \frac{1}{[\phi_z^2 - \lambda_z^2]^{0,5} + \phi_z} = \frac{1}{(1,41^2 - 1,16^2)^{0,5} + 1,41} = 0,45 < 1$$

Calcul de K_{Lt}

$$K_{Lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times Nsd}{\chi_z \times A \times f_y}$$

Avec :

$$\chi_z = 0,45$$

$$U_{LT} = 0,15 \times \lambda_z \times \beta_{mlt} - 0,15$$

$$B_{MLT} = 1,8 - 0,7 \times \Psi_y = 1,7$$

$$U_{LT} = 0,16 < 0,9$$

Alors :

$$K_{Lt} = 1 - \frac{0,14 \times 26612}{0,49 \times 54,3 \times 2350} = 0,94$$

Calcul de χ_{LT}

$$\tilde{\chi}_{LT} = 0,57$$

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

Avec :

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

$$\phi_{Lt} = 0,5 [1 + 0,21 \times (0,57 - 0,2) + 0,57^2] = 0,7 < 1$$

$$X_{lt} = \frac{1}{[\phi_{lt}^2 - \tilde{\chi}_{lt}^2]^{0,5} + \phi_{lt}} = 0,9 < 1$$

Donc :

$$\frac{26612}{0,45 \times \frac{54,3 \times 2350}{1,1}} + \frac{0,94 \times 5294 \times 10^2}{0,9 \times \frac{2350 \times 568,2}{1,1}} = 0,88 < 1 \quad \text{condition vérifiée.}$$

On peut conclure que la section HEA220 répond à toutes les conditions des règles de CCM97 concernant la vérification de résistance.

V.2.4 Vérification des déplacements

Il est nécessaire de vérifier les déplacements en tête de poteaux Δ , afin de se prémunir contre d'éventuels désordres dans les éléments secondaires.

$$\Delta \leq \Delta_{ad}$$

Avec :

$$\Delta_{ad} = \frac{h}{125} = \frac{856}{125} = 6,85 \text{ cm} \quad (4.2.2.2(3)/CCM97)$$

$$\Delta = \frac{\sigma_f \times h^2}{3 \times 10000H} \left(1 + \frac{1}{2K}\right)$$

σ_f = la contrainte à la flexion.

$$\sigma_f = \frac{My_{sd}}{W_{pl,y}} = \frac{5294}{568,5} = 9,31 \text{ daN/cm}^3$$

h : hauteur du poteau.

H : hauteur du poteau.

$$K = \frac{I_{y,poutre}}{I_{poutre}} \times \frac{h_{poteau}}{I_{y,poteau}} = \frac{367,7}{18,18} \times \frac{856}{5410} = 3,2$$

$$\Delta = \frac{9,31 \times 856^2}{3 \times 10000 \times 21} \left(1 + \frac{1}{2 \times 3,2}\right) = 0,012$$

$$\Delta = 0,012 \text{ cm} < \Delta_{\text{adm}} = 6,85 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

V.3 CONTREVENTEMENTS

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

V.3.1 Vérification de la section diagonale du palais de stabilité à la résistance :

Pour les contreventements nous avons opté des profilés en cornière **L80×80×8**

L : longueur de flambement = 4,25m (obtenu par le logiciel ROBOT)

Tableau V. 2: Caractéristiques du CEA80×8.

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
CAE80×8	9,63	12,3	80	80	8	72,25	72,25	12,58	12,58

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

$$L = \frac{L}{2} = 2,125\text{m}$$

L'effort maximal sollicitant :

$$N_{\text{sd}} = 56,06 \text{ KN}$$

Vérification à la traction :

Les diagonales sont attachées dans chaque extrémité avec un fil de boulon ordinaire de diamètre 16mm.

La vérification se fera par la formule suivante :

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

Avec :

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

➤ $N_{net,rd}$: la résistance de la section nette.

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{12,3 \times 2350}{1,1} = 262,77 \text{ kN}$$

$$N_{u,rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 12,3 \times 3600}{1,25} = 318,16 \text{ kN}$$

$$N_{t,rd} = N_{net,rd} = 231,24 \text{ kN}$$

Donc :

$$\Rightarrow N_{sd} = 56,06 \text{ kN} < N_{t,rd} = 231,24 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

On peut conclure que les contreventements en CEA80×8 résistent aux phénomènes d'instabilité.

V.4 Vérification des stabilités

V.4.1 Stabilités en X

Pour les stabilités nous avons optés des profilés en X (cornière 2L×60×6 avec L = 3,69m).

Tableau V. 3: Caractéristiques du 2L×60×60×6

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
2L×60×60×6	5,42	6,91	60	60	6	22,78	22,78	5,29	5,29

L'effort maximal sollicitant $N_{sd} = 20,62 \text{ kN}$.

V.4.2 Vérification de la section diagonale du palais de stabilité à la résistance

Les diagonales sont attachées dans chaque extrémité avec un fil de boulon ordinaire Ø12.

On doit vérifier :

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

Avec :

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

Résistance plastique de la section brute

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2 \times 6,91 \times 2350}{1,1} = 295,25 \text{ kN.}$$

✚ Résistance ultime

$$N_{u,rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_y}{\gamma_{m2}} = \frac{2 \times 0,9 \times 6,91 \times 3600}{1,25} = 358,21 \text{ KN.}$$

✚ Résistance plastique de calcul de la section nette

$$N_{net,rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m2}} = \frac{2 \times 6,91 \times 2350}{1,25} = 259,82 \text{ KN.}$$

$$N_{t,rd} = N_{net,rd} = 259,82 \text{ KN.}$$

V.4.3 Vérification

$$\text{Min}(N_{pl,rd}; N_{u,rd}; N_{net,rd}) \rightarrow N_{sd} = 20,62 \text{ KN} < N_{t,rd} = 259,82 \text{ KN.}$$

On peut conclure que la palée de stabilité en 2L×60×60×6 résiste aux phénomènes d'instabilité.

V.5 Vérification des ciseaux

Nous avons optés des profilés en double cornière 2L70×70×7.

Tableau V. 4: Caractéristiques du 2L×70×70×7.

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
2L×70×70×7	7,38	9,4	70	70	7	42,3	42,3	8,41	8,41

L'effort sollicitant maximal $N_{sd} = 210,82 \text{ KN}$.

V.5.1 Vérification à la traction

On doit vérifier que :

$$N_{sd} < N_{t,rd} = \min(N_{pl,rd}; N_{u,rd}; N_{net,rd})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2 \times 9,4 \times 2350}{1,1} = 401,64 \text{ KN.} \\ N_{u,rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_y}{\gamma_{m2}} = \frac{2 \times 0,9 \times 9,4 \times 3600}{1,25} = 487,3 \text{ KN.} \\ N_{net} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m2}} = \frac{2 \times 9,4 \times 2350}{1,25} = 353,44 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$N_{t,rd} = N_{net,rd} = 353,44\text{KN.}$$

Donc :

$$\Rightarrow N_{sd} = 210,82\text{KN} < N_{t,rd} = 353,44\text{KN} \text{ condition vérifiée.}$$

V.6 Vérification de la sablière

Pour la sablière nous avons optés un profilé en **HEA120**

Tableau V. 5: Caractéristique du profilé HEA200

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	G kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
HEA120	19,9	25,3	114	120	8	5	74	60,62	230,9	119,5	58,85

D'après les résultats obtenus par le ROBOT on a :

$$N_{sd} = 12,41\text{KN.}$$

$$M_{sd} = 0,65\text{KN.}$$

V.6.1 Classe de la section transversale du profilé HEA120

- **Classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{120}{2 \times 8} = 7,5 \leq 10 \varepsilon \rightarrow \text{semelle de classe 1}$$

Avec :

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

- **Classe de l'âme fléchié et comprimé :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{74}{5} = 14,8 \leq 72 \varepsilon \rightarrow \text{l'âme de classe 1}$$

Donc la section du profilé HEA120 est de classe 1

V.6.2 Vérification de la section à la flexion simple

On doit vérifier que :

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

Avec :

$$M_{c,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{119,5 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^5}{1,1}$$

$$M_{c,rd} = 2552,95 \text{ daN}$$

Donc :

$$\Rightarrow M_{sd} = 65 \text{ daN} < M_{c,rd} = 2552,95 \text{ daN.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.6.3 Vérification au flambement de la panne sablière

La stabilité au flambement est assurée si la condition suivante est vérifiée :

Avec :

- A_w : air de l'âme.

$$A_w = t_w(h-2t_f) = 4,7(140 - 2 \times 6,9)$$

$$A_w = 593,14 \text{ mm}^2$$

- $A_{fc} = b \times t_f = 73 \times 6,9$

$$A_{fc} = 503,7 \text{ mm}^2$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,9$$

$$K \times \frac{F}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_v}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \times \sqrt{\frac{593,14}{503,7}} = 290,9$$

Donc :

$$23,9 < 240,9$$

\Rightarrow La stabilité de la panne au flambement de la semelle comprimée est vérifiée.

$$\frac{d}{t_w} < K \times \frac{F}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_v}{A_{fc}}} \quad \text{condition vérifiée.}$$

V.6.4 Vérification de la résistance à la flexion composée

➤ Vérification au déversement

Comme il ya la flexion composée, il y a donc risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si $\lambda_{lt} \geq 0,4$

$$\lambda_{lt} = \frac{\lambda t}{\lambda_1} \times (\beta_w)^{0,5}$$

Avec :

$$\beta_w = 1 \text{ et } \lambda_1 = 93,9\epsilon$$

$$\lambda_{lt} = \frac{L \times (W_{ply}^2 / I_z \times I_w)^{0,25}}{\sqrt{C} \times [1 + \frac{l^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_w}]}$$

Avec :

- $C_1 = 1,879$
- $G = 8,8 \times 10^6 \text{ N/mm}^2$
- $I_t = 5,99 \times 10^4 \text{ mm}^4$
- $I_w = 64,7 \times 10^3 \text{ mm}^4$
- $I_z = 230,9 \times 10^3 \text{ mm}^4$

$$\lambda_{lt} = \frac{600 \times (119,5^2 / (230 \times 10^3 \times 64,7 \times 10^3))^{0,25}}{\sqrt{1,879 \times [1 + \frac{600 \times 8,8 \times 10^6 \times 5,99}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 64,7 \times 10^3}]}} = 42,69$$

$$\tilde{\lambda}_{lt} = \frac{42,69}{93,9} = 0,45 > 0,4 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

⇒ Il ya risque de déversement.

La vérification se fait avec la formule suivante :

$$\frac{Nsd}{\chi_z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{lt} \times M_{ysd}}{\chi_{lt} \cdot \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Calcul de χ_z

$$\tilde{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{L_{fz}/i_z}{\lambda_1} = 2,1 > 0,2$$

Donc le flambement sera considéré juste dans le sens z-z :

$$\phi_z = 0,5 [1 + \alpha_z \times (\tilde{\lambda}_z - 0,2) + \tilde{\lambda}_z^2]$$

Avec : α = le facteur d'imperfection.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{114}{120} = 0,95 < 1,2 \\ t_f = 8 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,49$$

$$\phi_z = 0,5 [1 + 0,49 \times (1,16 - 0,2) + 1,16^2] = 1,41$$

$$\chi_y = \frac{1}{[\phi_z^2 - \tilde{\lambda}_z^2]^{0,5} + \phi_z} = 0,2 < 1$$

Calcul de K_{Lt}

$$K_{Lt} = 1 - \frac{\mu_{lt} \times Nsd}{\chi_z \times A \times f_y}$$

Avec :

$$\chi_z = 0,2$$

$$U_{LT} = 0,15 \times \lambda_z \times \beta_{mlt} - 0,15$$

$$B_{MLT} = 1,8 - 0,7 \times \Psi_z = 1,8$$

$$U_{LT} = 0,13 < 0,9$$

Alors :

$$K_{Lt} = 1 - \frac{0,13 \times 1241}{0,2 \times 25,3 \times 2350} = 0,98$$

Calcul de χ_{LT}

$$\lambda_{LT} = 0,45$$

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

Avec :

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

$$\phi_{Lt} = 0,5 [1 + 0,21 \times (0,45 - 0,2) + 0,45^2] = 0,63 < 1$$

$$X_{lt} = \frac{1}{[\phi_{lt}^2 - \lambda_{lt}^2]^{0,5} + \phi_{lt}} = 0,93 < 1$$

Donc :

$$\frac{1241}{0,49 \times \frac{25,3 \times 2350}{1,1}} + \frac{0,98 \times 65}{0,93 \times \frac{2350 \times 119,5}{1,1}} = 0,05 < 1 \quad \text{condition vérifiée.}$$

On peut conclure que la panne sablière en HEA120 répond à toutes les conditions de résistance.

V.7 CALCUL DES FERMES

V.7.1 Introduction

Les fermes jouent un rôle de poutre (poutre maitresses) d'une toiture en charpente métallique, constituées par des barres assemblées entre elle formant des triangles, composées de :

- ✓ Membrure supérieure.
- ✓ Membrure inférieure.

- ✓ Âme treillis constituées d'éléments verticaux (montant) et oblique (diagonales) elles sont généralement articulées à leurs appuis.

V.7.2 Hypothèse de calcul

- Les barres sont considérées comme rigides et indéformables. L'allongement ou le raccourcissement des barres, pris individuellement, sont faibles. Leurs cumuls exigent cependant de vérifier la déformation globale de la flèche.
- Les barres sont considérées comme articulées, sans frottement, aux nœuds. Les assemblages aux nœuds se font par boulons, rivets ou soudures sur gousset. Les axes neutres des barres sont supposés concourants aux nœuds ou elles convergent.
- Le poids propre des barres est négligé vis-à-vis des charges extérieures.
- La ferme est considérée comme reposante sur deux appuis.
- Les forces extérieures sont supposées être situées dans le plan du système et appliquées aux nœuds, ce qui conduit à des efforts normaux, exclusivement, dans les barres (compression, traction).

x

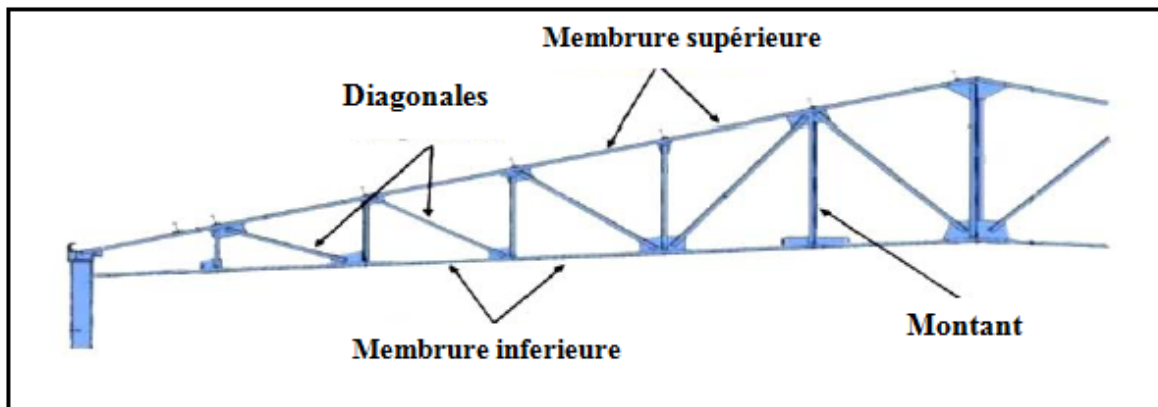


Figure V. 1 : Les composants de la ferme

V.7.3 Dimensionnement des éléments de la ferme

Les éléments sont dimensionnés sur la base des efforts normaux N_{sd} qui les sollicitent. Et ils doivent vérifier la condition suivante :

$$N_{pl} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} \geq N_{max}$$

$$\gamma_{mo} = 1,1 ; f_y = 235 MPa$$

V.7.3.1 Membrure supérieure

Nous avons optés pour **2L120×12**

$N_{\max} = 411,76 \text{ KN.}$ (Valeur obtenue d'après le logiciel ROBOT)

$$N_{pl,rd} = \frac{2 \times 27,5 \times 2350}{1,1} = 1175 \text{ KN}$$

$\Rightarrow N_{sd} = 411,76 \text{ KN} < N_{pl,rd} = 1175 \text{ KN.}$ Condition vérifiée

V.7.3.2 Membrane inférieure

Nous avons optés pour **2L120×12**

$N_{sd} = 31,80 \text{ KN}$ (Valeur obtenue d'après le logiciel ROBOT)

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} = 1175 \text{ KN}$$

$\Rightarrow N_{sd} = 31,8 \text{ KN} < N_{pl,rd} = 1175 \text{ KN.}$ Condition vérifiée.

V.7.3.3 Les diagonales

Nous avons optés pour **2L70×7**

$N_{sd} = 313,77 \text{ KN.}$ (Valeur obtenue d'après le logiciel ROBOT)

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{2 \times 9,4 \times 2350}{1,1}$$

$N_{pl,rd} = 401,64 \text{ KN.}$

$\Rightarrow N_{sd} = 313,77 \text{ KN} < N_{pl,rd} = 401,64 \text{ KN.}$ Condition vérifiée.

V.7.3.4 Les montants

Nous avons optés pour **2L70×7.**

$N_{sd} = 103,02 \text{ KN.}$ (Valeur obtenue d'après le logiciel ROBOT)

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{2 \times 9,4 \times 2350}{1,1} = 401,64 \text{ KN}$$

$\Rightarrow N_{sd} = 103,02 \text{ KN} < N_{pl,rd} = 401,64 \text{ KN.}$ Condition vérifiée.

V.7.4 Vérification des éléments comprimés au flambement

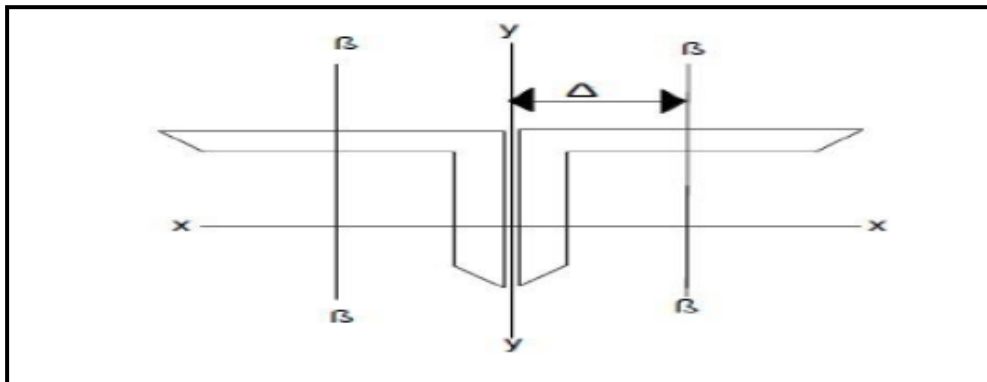


Figure V. 2 : Doubles cornières

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_{crd} = \chi \min \beta w \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} \geq N_{sd}$$

{

$\chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z)$ et $\beta_w = 1 \rightarrow$ section de classe 1 .

$$\chi_{\min} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \lambda^2]^{0,5}}$$

V.7.4.1 Membrure supérieure

- Suivant l'axe (y-y) :

$$\lambda_y = [\beta_a \times \frac{A \times f_y}{N_{cr}}]^{0,5} = [\frac{\lambda_y}{\lambda_1}] (\beta_a)^{0,5}$$

$$\beta_a = 1 \rightarrow \text{section de classe 1}$$

$$\lambda = 93,9\varepsilon = 93,9$$

Avec :

$$\varepsilon = 1$$

$$\lambda = \frac{l_y}{i_y} = \frac{151}{3,65} = 41,37$$

$$\Leftrightarrow \tilde{\lambda} = (\frac{41,37}{93,9})(1)^{0,5}$$

$$\tilde{\lambda}_y = 0,24$$

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

Courbe de flambement :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{120}{120} = 1 < 1,2 \\ t_f = 12 < 40 \end{array} \right\} \text{ Courbe c } \alpha_y = 0,349$$

$$\rightarrow \phi_y = 0,5 [1 + 0,349 \times (0,24 - 0,2) + 0,24^2] = 0,66$$

$$\chi = \frac{1}{0,66 + [0,66^2 - 0,24^2]^{0,5}} = 0,9$$

La même classe suivant l'axe (z-z) puisque la section est symétrique on obtient $\chi_y = \chi_z$ et de suite $\chi_{\min} = 0,9$

$$N_{\text{crd}} = 0,9 \times 1 \times \frac{27,5 \times 2350}{1,1} = 528,75 \text{ KN}$$

$$\Leftrightarrow N_{\text{crd}} = 528,75 \text{ KN} > N_{\text{sd}} = 411,76 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.7.4.2 Membrure supérieure

$$N_{\text{sd}} = 31,80 \text{ KN}$$

Pour le calcul on fait les mêmes étapes que la membrure supérieure et puisque les deux membrures ont la même section donc on aura les mêmes résultats.

$$\tilde{\lambda} = 0,24$$

$$\chi_{\min} = 0,9$$

$$N_{\text{crd}} = \chi \min \beta w \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} = 0,9 \times 1 \times \frac{27,5 \times 2350}{1,1}$$

$$N_{\text{c,rd}} = 528,75 \text{ KN.}$$

$$\Leftrightarrow N_{\text{sd}} = 31,80 \text{ KN} < N_{\text{c,rd}} = 528,75 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.7.4.3 Les diagonales

Nous avons optés pour **2L70×7**

$$N_{\text{crd}} = \chi \min \beta w \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} \geq N_{\text{sd}}$$

$$\beta w = 1$$

$$A_s = 9,4 \text{ cm}^2$$

$$\chi \min = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \lambda^2]^{0,5}}$$

$$\lambda_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] (\beta a)^{0,5}$$

Avec :

$$\beta a = 1$$

$$\Lambda_1 = 93,9$$

$$\lambda = \frac{l_y}{i_y} = \frac{200}{2,12} = 94,34$$

$$\Leftrightarrow \lambda_y = \left(\frac{94,34}{93,9} \right) (1)^{0,5}$$

$$\lambda_y = 1$$

Courbe de flambement → Courbe c (cornière soudée) $\alpha = 0,49$ (Annexe D)

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

$$\phi_y = 1,196$$

$$\chi \min = \frac{1}{1,196 + [1,196^2 - 1^2]^{0,5}} = 0,84$$

$$N_{\text{crd}} = 0,9 \times 1 \times \frac{2 \times 9,4 \times 2350}{1,1} = 337,4 \text{ KN}$$

$$\Leftrightarrow N_{\text{c,rd}} = 337,4 \text{ KN} > N_{\text{sd}} = 313,7 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.7.4.4 Les montants

Nous avons optés pour **2L70×7**

$$A_s = 9,4 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{crd}} = \chi \min \beta w \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} \geq N_{\text{sd}}$$

Avec :

$$N_{\text{sd}} = 103,02 \text{ KN}$$

$$\chi_{\min} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \lambda^2]^{0,5}}$$

$$\lambda_y = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right] (\beta a)^{0,5}$$

$$\beta a = 1$$

$$\lambda = 93,9$$

$$\lambda = \frac{l_y}{i_y} = \frac{300}{2,12} = 141,51$$

$$\Rightarrow \lambda_y = \left(\frac{141,51}{93,9} \right) (1)^{0,5}$$

$$\lambda_y = 1,51$$

Courbe c $\rightarrow \alpha = 0,49$ (Annexe D)

$$\rightarrow \phi_y = 0,5 [1 + 0,49 \times (1,51 - 0,2) + 0,51^2]$$

$$\phi_y = 1,96$$

$$\lambda_y = \chi_{\min} = \frac{1}{1,96 + [1,96^2 - 1,51^2]^{0,5}}$$

$$\chi_{\min} = 0,31$$

$$N_{c,rd} = 0,31 \times \frac{2 \times 9,4 \times 2350}{1,1} = 124,5 \text{ KN}$$

$\Rightarrow N_{c,rd} = 124,5 \text{ KN} > N_{sd} = 103,02 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

V.7.5 Résumé des dimensions adoptées pour les éléments de la ferme

Les sections choisies sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau V. 6 : Les sections des éléments de la ferme adoptée.

Eléments	Section choisie
Membrures supérieures	2L120×12
Membrures inférieures	2L120×12
Diagonales	2L70×7
Montants	2L70×7

V.8 CONCLUSION

Ce chapitre résume les résultats du dimensionnement des éléments principaux de la

structure par rapport aux efforts sollicitant comme présentés sur le tableau ci-dessous.

Tableau V. 7 : Eléments de la structure.

Eléments de la structure	Profilés
Poteaux	HEA220
Sablère	HEA120
Contreventement	L80×80×8
Stabilités	2L60×60×6
Les ciseaux	2L70×70×7

CHAPITRE VI

Calculs des assemblages

VI.1 INTRODUCTION

Les assemblages métalliques sont l'un des éléments les plus complexes à dimensionner. Ils constituent la liaison ou jonction entre deux éléments ou plus. Ils doivent être conçus afin de transmettre les charges et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces dans de bonnes conditions. Leur configuration, type, mode et moyens diffèrent d'un assemblage à un autre.

VI.2 CALCUL DES ASSEMBLAGES

VI.2.1 Ancrage pieds de poteaux (encastré)

Les pieds de poteaux sont constitués d'une plaque d'assise (la platine) soudée au poteau et des types d'ancrage noyés dans le béton, ils sont admis soit articulés, soit encastrés.

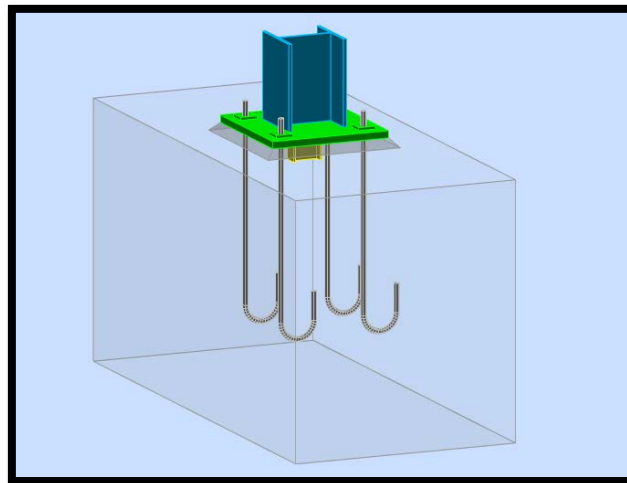


Figure VI. 1 : Ancrage pied de poteau.

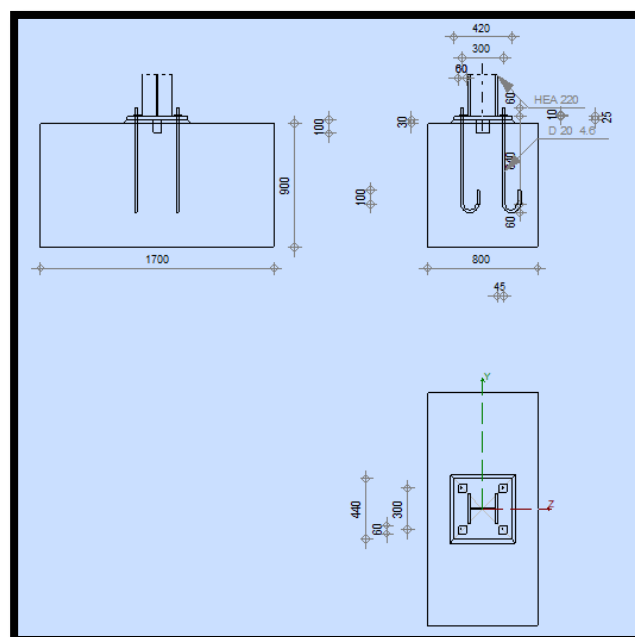


Figure VI. 2 : Schéma d'assemblage pied de poteau encastré.

VI.2.1.1 Efforts sollicitant

$$N_{sd} = 60,18 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 16,79 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 7,55 \text{ kN.m}$$

VI.2.1.2 Dimensionnement de la plaque d'assise**❖ Cordon de soudure**

La semelle (HEA220) :

$$a_s \geq 0.7 \times t_f = 0.7 \times 11 = 7,7 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend } a_s = 8 \text{ mm}$$

L'âme (HEA220)

$$a_a \geq 0.7 \times t_w = 0.7 \times 7 = 4,9 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend } a_a = 8 \text{ mm}$$

❖ Vérification de la soudure de la semelle à la traction

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

$$f_{w,rd} = \frac{a \cdot \sum l \cdot f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} = \frac{8 \times 572 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 1164,86 \text{ kN} > N_{sd} = 60,80 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

La longueur totale des cordons de la semelle à la traction $\Sigma l = 572 \text{ mm}$.

❖ Résistance du matériau de scellement

$$f_{jd} = \beta_i \alpha f_{cd}$$

- β_i : Coefficient relative à la liaison égale à 2/3
- α : Le facteur de concentration pris égale à 1.5
- f_{cd} : la résistance du béton à la compression
- f_{ck} : résistance du béton à la compression en 28 jours prise à 25 Mpa
- $f_{cd} = 25/1.5 = 16.67 \text{ Mpa}$

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \times 1.5 \times 16.67 = 16.67 \text{ Mpa}$$

❖ Estimation de l'aire de la plaque d'assise :

L'estimation de l'aire de la plaque d'assise est obtenue en prenant la plus élevée des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \max \left(\frac{1}{h \times b} \times \left(\frac{N_{sd}}{f_j} \right)^2 ; \frac{N_{sd}}{f_j} \right) = \max \left(\frac{1}{210 \times 220} \times \left(\frac{60,18}{16,67} \right)^2 ; \frac{60,18}{16,67} \right)$$

$$A_{c0} = 3610 \text{ mm}^2$$

❖ Choix du type de la plaque d'assise :

$A_{c0} < 0.95 \times h \times b = 0.95 \times 210 \times 220 = 43890 \text{ mm}^2 \rightarrow$ Adopter une plaque d'assise à projection courte.

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise à projection courte soit choisies comme suivant :

$$b_p \geq b + 2t_f = 220 + 2 \times 11 = 242 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h + 2t_f = 210 + 2 \times 11 = 232 \text{ mm}$$

❖ Détermination de la longueur d'appui additionnelle C :

Les constantes A, B et C sont déterminées en fonction de type de la plaque d'assise.

$$C = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4Ac}}{2A}$$

Avec:

$$\begin{cases} A = 2 \\ B = -(b - t_w + h) = -423 \\ C = \frac{N_{sd}}{2 \times f_j} - (2b \cdot t_f + 4 \times t_f^2 + 0.5h \cdot t_w - t_f \cdot t_w) \end{cases}$$

$$c = \frac{6018}{2 \times 16.67} - (2 \times 220 \times 11 + 4 \times 11^2 + 0.5 \times 210 \times 6.5 - 11 \times 7) = -5801,5$$

$$C = \frac{+423 - \sqrt{(-423)^2 - 4 \times 2 \times (-5801,5)}}{2 \times 2} = -12,93$$

❖ Calcul de la largeur d'appui additionnelle C :

On prend $t = 25 \text{ mm}$ comme épaisseur de la plaque d'assise :

$$C = t \left(\frac{f_y}{3 f_{jd} \gamma_{Mo}} \right)^{0.5} = 25 \left(\frac{235}{3 \times 16.67 \times 1,1} \right)^{0.5} = 51,67 \text{ mm}$$

$$C = 51,67 \text{ mm} < \left(\frac{h - 2t_f}{2} \right) = \frac{210 - 2 \times 11}{2} = 94 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des ailes en compression pour les tronçons des semelles.

❖ Calcul de la section efficace A_{eff}

La plaque d'assise est de projection courte.

$$A_{eff} = 2(2 + 2\beta_c)(C + \beta_c + t_f) + (h - 2C - 2t_f)(2C + t_w)$$

$$\text{Avec: } \beta_c = 105 \text{ mm}$$

$$A_{eff} = 2(220 + 2 \times 105)(94 + 105 + 11) + (210 - 2 \times 94 - 2 \times 11)(2 \times 94 + 7) = 189180 \text{ mm}^2$$

❖ Calcul de la résistance à l'effort axial N_{rd}

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

Avec : $N_{rd} = A_{eff} f_{jd} = 189180 \times 16.67 = 3153,63 \text{ kN} > N_{sd} = 60,18 \text{ kN}$ condition vérifiée.

• Calcul du moment de flexion M_{rd}

$$M_{rd} = \frac{t^2 \times f_y}{6 \gamma_{M0}} = \frac{25^2 \times 235}{6 \times 1,1} = 22.3 \text{ kN.m/m}$$

• Calcul du moment de flexion M_{sd}

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{c^2}{2}\right) \times N_{sd}}{A_{eff}}$$

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{94^2}{2}\right) \times 60,18}{189180} = 1,41 \text{ kN.m/m} \leq M_{rd} = 22,3 \text{ kN.m/m}$$
 condition vérifiée.

❖ Vérification à la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise

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

Avec :

$$F_{v,rd} = C_{fd} \times N_{sd} = 0.3 \times 60,18 = 18,05 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 16,79 \text{ kN} < F_{v,rd} = 18,05 \text{ kN}$$
 Condition vérifiée.

VI.2.1.3 Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec deux files d'une tige d'ancrage $\varnothing 20$ classe 4.6

$$t = t_p = 25 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 3 = 20 + 3 = 23 \text{ mm}$$

❖ Entraxes p_1 et p_2 :

$$3d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \rightarrow \quad 69 \leq p_1 \leq 350$$

On prend $p_1 = 150 \text{ mm}$ ($p_1 = p_2$)

❖ Pincés e_1 et e_2 :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \quad \rightarrow \quad 27,6 \leq e_1 \leq 300$$

On prend $e_1 = 150 \text{ mm}$ ($e_1 = e_2$)

VI.2.1.4-Résistance de tiges d'ancrage au cisaillement :

$$N_{sd} \leq F_{v,rd}$$

Avec : $F_{v,rd} = F_{f,rd} + n \times F_{vb,rd}$

➤ $F_{f,rd}$: Résistance de calcul par frottement en présence d'un effort axial de compression N_{sd} dans le poteau.

➤ n : nombre de tiges situés dans l'assemblage, il y a 4

$$F_{f,rd} = 0.3 \times N_{sd} = 18,1 \text{ kN}$$

$$F_{vb,rd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_{cb} = 0.44 - 0.0003 f_{yb}$$

Pour les tiges M20 classe 4.6 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = 254 \text{ mm}^2 \\ f_{yb} = 240 \text{ Mpa} \\ f_{ub} = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$F_{vb,rd} = \frac{0.37 \times 400 \times 254}{1.25} = 300,7 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = 18,1 + 4 \times 300,7 = 1220,9 \text{ kN} > V_{sd} = 16,79 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

VI.2.1.5 Vérification de la tige d'ancrage à la résistance

La condition suivante doit être satisfaite :

$$\frac{V_{sd}}{n} + \frac{N_{sd}}{n} \leq 1$$

$$N_{t,rd} = \frac{0.9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0.9 \times 400 \times 254}{1.25} = 731,52 \text{ KN}$$

$$\frac{15,01}{731,52} + \frac{4,2}{300,7} = 0.03 \leq 1 \quad \text{condition vérifiée.}$$

VI.2.1.6-Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence

$$\frac{N_{sd}}{4} \leq F_{anc,rd} \quad (\text{pour les boulons d'ancrage})$$

$F_{anc,rd}$: La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage.

$$F_{anc,rd} = \pi \times d \times f_{bd} \times (l_1 + 6.4r + 3.5 l_2)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_1 = 20 \times d = 20 \times 20 = 400 \text{ mm} \\ l_2 = 2 \times d = 2 \times 20 = 40 \text{ mm} \\ r = 3 \times d = 3 \times 20 = 60 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$F_{bd} = \frac{0.36 \times \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0.36 \sqrt{25}}{1.5} = 1.2 \text{ Mpa}$$

$$F_{anc,rd} = \pi \times 20 \times 1.2 \times (400 + 6.4 \times 60 + 3.5 \times 40) = 696,32 \text{ KN.}$$

$$\frac{N_{sd}}{8} = \frac{60,18}{4} = 15,01 \text{ kN} < F_{anc,rd} = 696,32 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

VI.2.1.7 Vérification de la bêche

D'après le logiciel ROBOT la bêche est en IPE100.

Avec :

$$A_{vz} = 5,08 \text{ cm}^2$$

Tableau VI. 1: Caractéristiques du profilé IPE100

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques			
	G kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl,y} cm ³	W _{pl,z} cm ³
IPE100	8,1	10,3	100	55	5,7	4,1	74,6	171,8	15,92	39,41	9,15

On doit vérifier la bêche au cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}}$$

Avec :

$$A_{vz} = 5,08 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{5,08 \times 10^2 \times 235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 62,66 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 16,79 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 62,66 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

VI.2.2 ASSEMBLAGE DES CONTREVENTEMENTS

Cet assemblage est réalisé à l'aide d'un boulonnage d'un gousset au milieu avec deux barres du contreventement qui forment un X (croix de saint Andres).

Ces barres du contreventement sont boulonnées avec le gousset soudé avec le poteau.

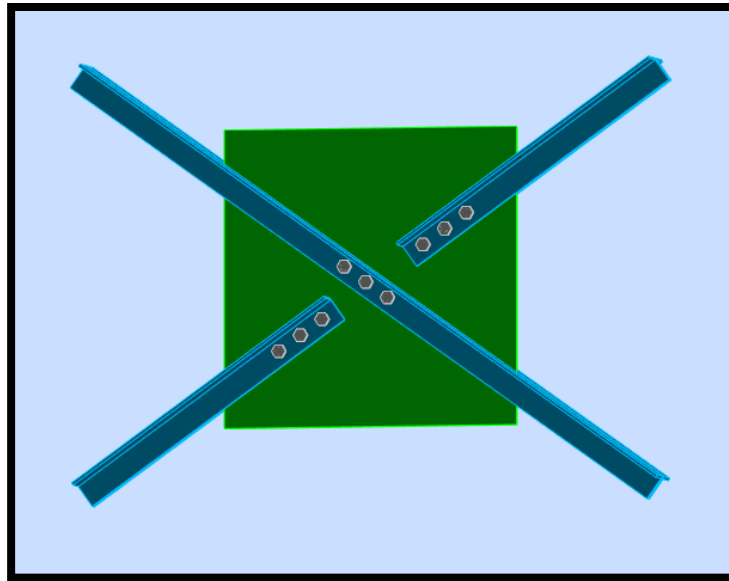


Figure VI. 3 : Assemblage stabilité contreventement en X

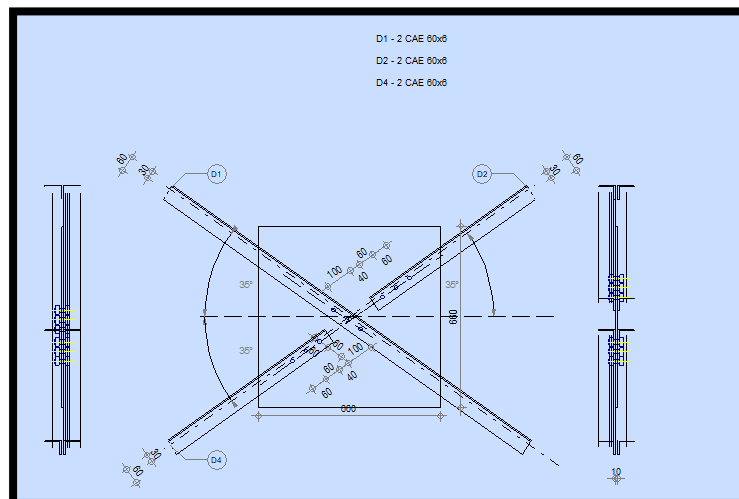


Figure VI. 4 : Schéma d'assemblage stabilité contreventement en X.

VI.2.2.1 Effort sollicitant

$$N_{sd} = 7,66 \text{ KN}$$

VI.2.2.2 Epaisseur du gousset

- La dimension du gousset : $660 \times 660 \text{ mm}^2$
- Le diamètre de trou $d_o = 18 \text{ mm}$
- On suppose $t = 10 \text{ mm}$

VI.2.2.3 Vérification constructive

L'assemblage est réalisé avec une file de 3 boulons $\varnothing 16$ classe 4.8 dans chaque côte de la barre. (Annexe E)

$$t = \min(t_w ; t_{\text{gousset}}) = \min(6 ; 10) = 6\text{mm}$$

$$d_o = \emptyset + 2 = 18\text{mm}$$

❖ **Entraxe (p_1)**

$$2,2d_o \leq p_1 \leq 14t \text{ alors on prend } p_1 = 70\text{mm}$$

❖ **Pinces (e_1)**

$$1,2d_o \leq e_1 \leq 12t \text{ alors on prend } e_1 = 60$$

VI.2.2.4 Vérification au cisaillement

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

Avec :

n : le nombre des boulons $n = 3$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times \frac{As \times Fub}{\gamma mb} \quad (\text{Tableau 65.3/CCM97})$$

$$F_{v,Rd} = 0,5 \times \frac{157 \times 400}{1,25} = 25,10 \text{ KN}$$

$$\frac{Vsd}{3} = \frac{7,66}{3} = 2,55 \text{ KN} < F_{v,Rd} = 25,10 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

VI.2.2.5 Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{Vsd}{n} < F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times Fu \times d \times t}{\gamma mb}$$

Avec :

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_o} ; \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4} ; \frac{Fub}{Fu} ; 1\right) = \min(1,1 ; 1,04 ; 1,1 ; 1) = 1$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 16 \times 6}{1,25} = 69,12 \text{ KN}$$

$$\frac{Vsd}{3} = 2,55 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 69,12 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

VI.2.3 Assemblage poteau – sablière (HEA220 – HEA120)

L'assemblage est réalisé avec boulonnage de l'âme de la sablière avec l'âme du poteau par deux cornières.

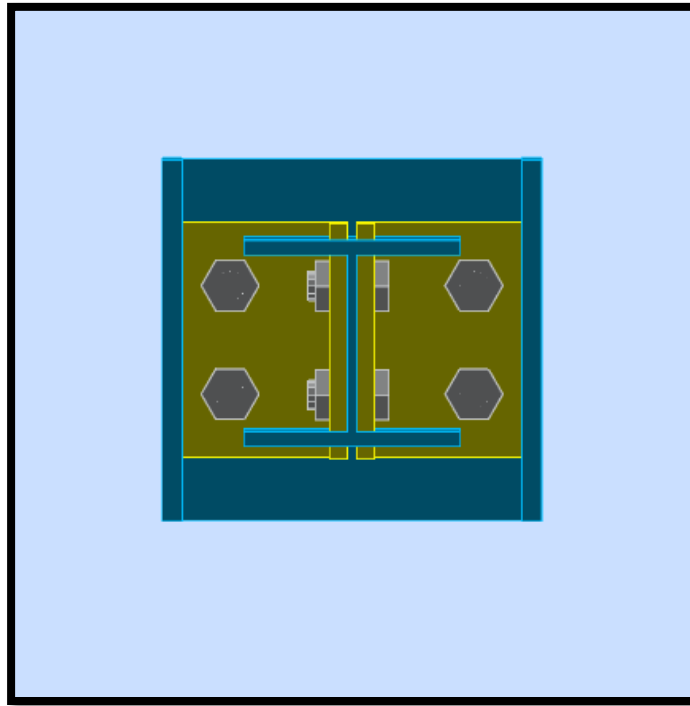


Figure VI. 5: Assemblage poteau-sablière.

VI.2.3.1 Efforts sollicitant

$$V_{sd} = 0,86 \text{ KN}$$

VI.2.3.2 Epaisseur de la cornière

- La hauteur de la cornière : 130mm
- Le diamètre de trou $d_o = 13\text{mm}$
- Pour la cornière suppose : L 100×10

VI.2.3.3 Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons $\emptyset 16$ classe 4.8 dans les deux côtes de la cornière.

$$t = \min(t_w ; t_{\text{cornière}}) = \min(8; 10) = 8\text{mm}$$

$$d_o = \emptyset + 2 = 18\text{mm}$$

❖ Entraxe (p_1)

$$2,2d_o \leq p_1 \leq 14t \text{ alors on prend } p_1 = 60\text{mm}$$

❖ Pinces (e_1, e_2)

$$1,2d_o \leq e_1 \leq 12t \text{ alors on prend } e_1 = 35\text{mm}$$

$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$ alors on prend $e_1 = 45\text{mm}$

VI.2.3.4 Vérification au cisaillement

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

$$F_{v,Rd} = 0,6 \times \frac{As \times Fub}{\gamma mb} = 0,6 \times \frac{157 \times 400}{1,25}$$

$$F_{v,Rd} = 30,14 \text{ KN.}$$

❖ Cisaillement par effort tranchant ($V'sd$)

$$V'_{sd} = \frac{Vsd}{4} = \frac{0,86}{4} = 0,22 \text{ KN}$$

❖ Cisaillement par moment ($V_{m,sd}$)

$$V_{m,sd} = \frac{Msd}{P1} = \frac{Vsd/2 \times e2}{P1} = \frac{0,86/2 \times 45}{60} = 0,32 \text{ KN}$$

❖ Cisaillement total (V_T)

$$V_{t,sd} = \sqrt{V'^2_{sd} + V'^2_{m,sd}} = \sqrt{0,22^2 + 0,32^2} = 0,38 \text{ KN.}$$

$$V_{t,sd} = 0,38 \text{ KN} < F_{v,Rd} = 30,14 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

VI.2.3.5 Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{Vt,sd}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times Fu \times d \times t}{\gamma mb}$$

Avec :

$$\alpha = \min\left(\frac{e1}{3d_0}; \frac{p1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{Fub}{Fu}; 1\right) = \min(0,65; 0,86; 1,1; 1) = 0,65$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,65 \times 360 \times 18 \times 8}{1,25} = 67,39 \text{ KN}$$

$$\frac{Vt,sd}{4} = 0,09 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 67,39 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

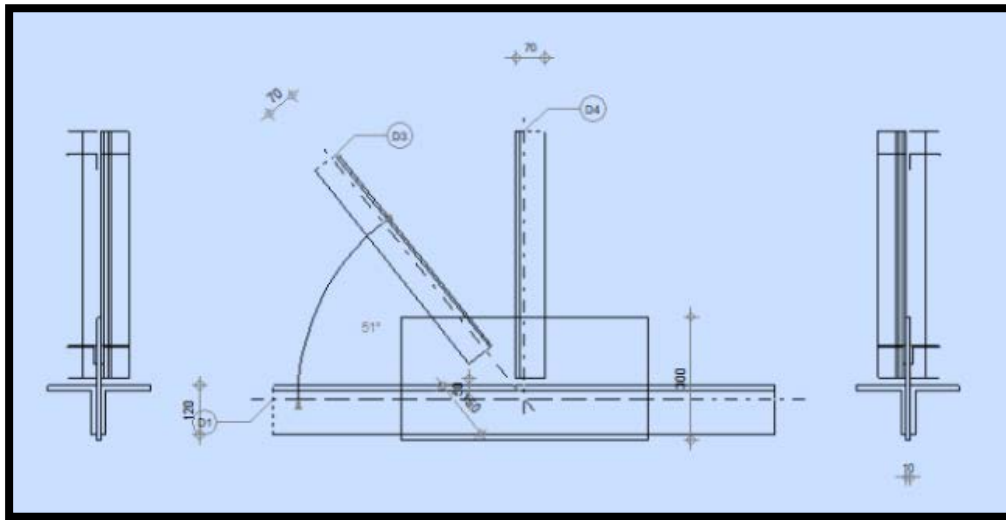
VI.2.4 CALCUL DE L'ASSEMBLAGE AU GOUSSET LES (ELEMENTS DE LA FERME)

Figure VI. 6 : ASSEMBLAGE – NŒUD MEMBRURE DE TREILLIS.

GENERAL :

Assemblage N : 4

Nom de l'assemblage : gousset – nœud membrure de treillis

Nœud de la structure : 11

Barre de la structure : 3, 3, 28, 16

GEOMETRIE**BARRES**

		Barre 1-2		Barre 3	Barre 4		
Barre N°:		3		28	16		
Profilé:		2 CAE 120x12		2 CAE 70x7	2 CAE 70x7		
	H	120		70	70		mm
	b _f	120		70	70		mm
	t _w	12		7	7		mm
	t _f	12		7	7		mm
	R	13		9	9		mm
	A	55,08		18,80	18,80		cm ²
Matériau:		S 235		S 235	S 235		
	f _y	235,00		235,00	235,00		MPa
	f _u	360,00		360,00	360,00		MPa
Angle	α	0,0		51,3	90,0		Deg
Longueur	L	12,00		2,00	12,00		m

SOUDURES**Soudures des barres****Barre 1-2**

$l_1 =$	120	[mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
$l_2 =$	49	[mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
$a =$	3	[mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales

Barre 3

$l_1 =$	100	[mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
$l_2 =$	41	[mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
$a =$	3	[mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales
$b =$	3	[mm]	Épaisseur de la soudure d'angle transversale

Barre 4

$l_1 =$	100	[mm]	Longueur 1 de la soudure d'angle longitudinale
$l_2 =$	41	[mm]	Longueur 2 de la soudure d'angle longitudinale
$a =$	3	[mm]	Épaisseur des soudures d'angle longitudinales
$b =$	3	[mm]	Épaisseur de la soudure d'angle transversale

GOUSSET

$l_p =$	600	[mm]	Longueur de la platine
$h_p =$	300	[mm]	Hauteur de la platine

$l_p =$	600	[mm]	Longueur de la platine
$t_p =$	10	[mm]	Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_1 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_2 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_2 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_3 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_3 =$	0	[mm]	Grugeage
$h_4 =$	0	[mm]	Grugeage
$v_4 =$	0	[mm]	Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre des barres (0 ; 50)

$e_v = 100$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres.

$e_h = 300$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres.

Matériau : S235

$F_y = 235,00$ [MPa] Résistance

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{mo} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{m2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 17: 1.35G+1.5W1 (2+4) \times 1.50

$N_{b1,Ed} = 10,91$ [kN] Effort axial

$N_{b2,Ed} = 1,04$ [kN] Effort axial

$N_{b3,Ed} = -15,91$ [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = -28,69$ [kN] Effort axial

RESULTATS**BARRE 1-2****VERIFICATION DES SOUDURES**

$e = 11$ [mm] Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupe de boulons

$M_0 = 0,05$ [KN.m] Moment fléchissant réel. $M_0 = 0,5 \times N_{b1,Ed} \times e$

$A_w = 8,66$ [cm²] Aire de la section des soudures

$I_o = 329,01$	[cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\tau_N = 5,70$	[MPa]	contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\tau_n = 0,5 \times N_{b1,Ed} / A_s$
$\tau_{Mx} = 1,25$	[MPa]	contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx} = M_o \times z / I_o$
$\tau_{Mz} = 1,49$	[MPa]	contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction z	$\tau_{Mz} = M_o \times x / I_o$
$\tau = 7,11$	[MPa]	contrainte résultante	$\tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$
$\beta_w = 0,80$		coefficient de résultante	. [Tableau 4.1]
$F_{vw,d} = 207,85$	[MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{m2})$
$\tau \leq f_{vRd}$		$7,11 < 207,85$	vérifié (0,03)

RESISTANCE DE LA SECTION

$A = 27,54$ [cm²] Aire de la section

$N_{plRd} = 647,19$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{plRd} = A \times f_{y1} / \gamma_{m0}$

$|0,5 \times N_{b1,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|4,94| < 647,19$ **vérifié** (0,01)

BARRE 3**VERIFICATION DES SOUDURES**

$e = 5$	[mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupe de boulons	
$M_0 = -0,04$	[KN.m]	Moment fléchissant réel.	$M_0 = 0,5 \times N_{b1,Ed} \times e$
$A_w = 6,33$	[cm ²]	Aire de la section des soudures	
$I_0 = 118,52$	[cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\tau_N = -12,57$	[MPa]	contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\tau_n = 0,5 \times N_{b1,Ed} / A_s$
$\tau_{Mx} = -1,59$	[MPa]	contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx} = M_0 \times z / I_0$
$\tau_{Mz} = -2,49$	[MPa]	contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction z	$\tau_{Mz} = M_0 \times x / I_0$
$\tau = 14,38$	[MPa]	contrainte résultante	$\tau = \sqrt{[(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2]}$
$\beta_w = 0,80$		coefficient de résultante	. [Tableau 4.1]
$F_{vw,d} = 207,85$	[MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{m2})$
$\tau \leq f_{vRd}$		$14,38 < 207,85$	vérifié (0,07)

RESISTANCE DE LA SECTION

$A = 9,40$	[cm ²]	Aire de la section	
$N_{pIRd} = 220,90$	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pIRd} = A \times f_{y3} / \gamma_{M0}$
$ 0,5 \times N_{b3,Ed} \leq N_{pl,Rd}$		$ -7,96 < 220,90$	vérifié (0,04)

BARRE 4**VERIFICATION DES SOUDURES**

$e = 5$	[mm]	Excentricité de l'effort axial par rapport au centre de gravité du groupe de boulons	
$M_o = -0,07$	[KN.m]	Moment fléchissant réel.	$M_o = 0,5 \times N_{b1,Ed} \times e$
$A_w = 6,33$	[cm ²]	Aire de la section des soudures	
$I_o = 118,52$	[cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures	
$\tau_N = -22,67$	[MPa]	contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\tau_n = 0,5 \times N_{b1,Ed} / A_s$
$\tau_{Mx} = -2,87$	[MPa]	contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\tau_{Mx} = M_o \times z / I_o$
$\tau_{Mz} = -4,47$	[MPa]	contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction z	$\tau_{Mz} = M_o \times x / I_o$
$\tau = 25,92$	[MPa]	contrainte résultante	$\tau = \sqrt{(\tau_N + \tau_{Mx})^2 + \tau_{Mz}^2}$
$\beta_w = 0,80$		coefficient de résultante	. [Tableau 4.1]
$F_{vw,d} = 207,85$	[MPa]		$f_{vw,d} = f_u / (\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{m2})$
$\tau \leq f_{vRd}$		$25,92 < 207,85$	vérifié (0,12)

RESISTANCE DE LA SECTION

$A = 9,40$ [cm²] Aire de la section.

$N_{plRd} = 220,90$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{plRd} = A \times f_y / \gamma_{M0}$

$|0,5 \times N_{b4,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|-14,34| < 220,90$ **vérifié** (0,06)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,12
--	-------	------

CHAPITRE VII

Dimensionnement des éléments de fondation

VII.1 INTRODUCTION

Une fondation est destinée à transmettre toutes les charges de la superstructure au sol, elle constitue une partie très importante parce qu'elle assure la bonne tenue de l'ensemble de la structure.

On va dimensionner pour des semelles à partir des efforts sollicitant sur la liaison « Pieds de poteau » les plus défavorables calculés par le logiciel ROBOT.

VII.2 CHOIX DU TYPE DE FONDATION

Le choix du type de fondation dépend essentiellement de la contrainte du sol, il se fait suivant ces trois paramètres :

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

VII.3 Dimensionnement de la semelle

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

$$\text{Dimensions de la plaque d'assise} \quad \left\{ \begin{array}{l} a = 300\text{mm} \\ b = 300\text{mm} \end{array} \right.$$

$$N_{sd} = 78 \text{ KN}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow A = B \text{ et } a = b$$

D'où :

$$S = A \times B = A^2$$

On doit vérifier que : $\sigma_{cal} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{Ns}{A \times B}$$

$$A \times B \leq \frac{Ns}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{Ns}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{6018}{15000}}$$

$$A = B = 0,6\text{m}$$

On prend : $\begin{cases} A = 1,5\text{m} \\ B = 1,5\text{m} \end{cases}$

➤ **Hauteur de la semelle**

$$d \geq \frac{A-a}{4} = \frac{150-30}{4} = 30 \text{ cm}$$

Nous optons pour : $d = 30\text{cm}$

Alors : $h = d + 5 = 40 + 5 = 45\text{cm}$

➤ **Calcul de Ferrailage :**

Nous utilisons la méthode des bielles

▪ **Calcul de A_u**

A L'ELU : 1,35G+1,5W

$$N_u = 6018 \text{ daN}$$

$$A_u = \frac{N_u \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{6018 \times (1,5-0,3)}{8 \times 0,4 \times 348 \times 10^5} = 2,7 \text{ cm}^2$$

A L'ELS: G + W

$$N_s = 4012 \text{ daN}$$

$$A_s = \frac{N_s \times (B-b)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} \times ft28 \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{4012 \times (1,5-0,3)}{8 \times 0,4 \times 201,63 \times 10^5} = 1,2 \text{ cm}^2$$

Le **RPA** impose une section minimale $A_{\min} = 0,6 \% B = 6\text{cm}^2$.

▪ **Calcul de A_b**

A L'ELU : 1,35G + 1,5W

$$N_u = 6018 \text{ daN}$$

$$A_u = \frac{N_u \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{6018 \times (1,5 - 0,3)}{8 \times 0,4 \times 348 \times 10^5} = 2,65 \text{ cm}^2$$

A L'ELS: G + W

$$N_{sd} = 4012 \text{ daN}$$

$$A_s = \frac{N_s \times (B - b)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = \min \left(\frac{2}{3} fe ; 110 \sqrt{\eta} \times ft28 \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{4012 \times (1,5 - 0,3)}{8 \times 0,4 \times 201,63 \times 10^5} = 1,2 \text{ cm}^2$$

Le **RPA** impose une section minimale $A_{\min} = 0,6 \% B = 6 \text{ cm}^2$.

Nous avons $A_s > A_u$ donc nous optons pour un ferrailage de 8T14 = 12,32cm² (Annexe F)

➤ **Vérification de condition de non-fragilité**

$$A_{st} \geq 0,23 \times B \times d \times \frac{ft}{fe}$$

Avec :

$$A_{st} = 12,32 \text{ cm}^2$$

$$0,23 \times 2 \times 0,5 \times \frac{(0,06 \times 25 + 0,6)}{400} = 7,3 \text{ cm}^2 < A_{st} = 12,32 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{st} = 12,32 \text{ cm}^2 > 7,3 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul de l'espacement**

$$S_t \leq \min (15\phi_{\min} ; 40 \text{ cm}) = \min (21 ; 40 \text{ cm})$$

$$\text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Détermination de la hauteur du patin 'e'**

$$e \geq \max (6\phi + 6 \text{ cm} , 15 \text{ cm})$$

$$e \geq (12 ; 15 \text{ cm}) \text{ donc on prend } e = 15 \text{ cm}$$

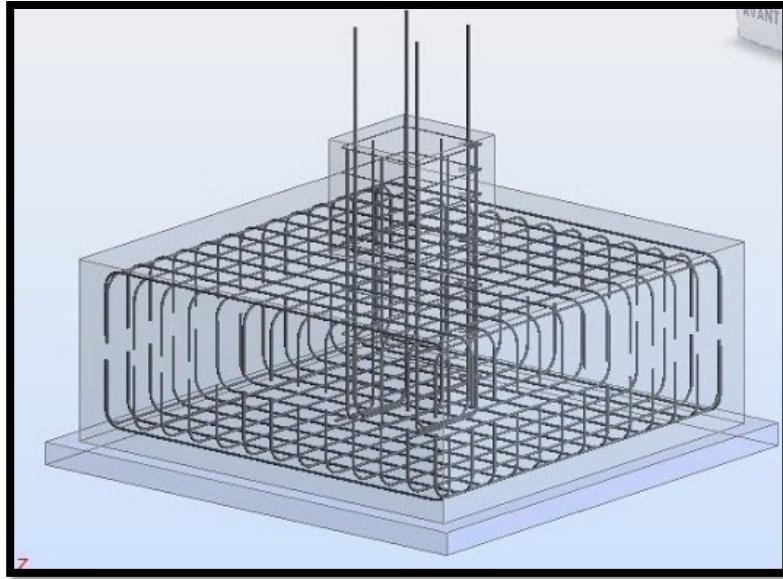


Figure VII. 1 : Ferrailage des semelles.

VII.4 CALCUL DES LONGRINES

Une longrine est une poutre en béton armé ou en béton précontraint qui assure la liaison transversale entre les poteaux au niveau des massifs de fondation et qui sert à répartir les charges ou à les reporter vers des appuis, elle est soumise à un effort de traction.

➤ Dimensionnement des longrines

Notre sol est de type S3 (sol meuble), les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 30cm × 35cm (RPA99/V2003)

➤ Calcul de ferrailage

On doit vérifier la condition suivante :

$$F = \frac{N_{sd}}{\alpha} \geq 20 \text{KN} \quad (\text{RPA99/V2003.Article.10.1.1.b})$$

Avec :

$$N_{sd} = 355 \text{ daN} = 3,55 \text{KN}$$

α = coefficient en fonction de la zone et la catégorie de site.

Pour notre cas : la zone sismique Ia et la catégorie de site S₃ donc $\alpha = 15$

• A L'ELU

$$F = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{3,55}{15} = 0,237 \text{ KN} < 20 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow A_u = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{410,2}{201,36 \times 10^5} = 0,002 \text{ cm}^2$$

• A L'ELS

$$F = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{60,18}{15} = 4,01 \text{ KN} < 20 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow A_u = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{410,2}{201,36 \times 10^5} = 0,6 \text{ cm}^2$$

Le RPA99/V2003 impose une section minimale :

$$A_{\min} = 0,6\%B = 0,6\% \times (30 \times 35) \text{ cm}^2 = 6,3 \text{ cm}^2$$

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 :

$$A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$0,23 \times (0,3 \times 0,35) \times 0,4 \times \frac{2,1}{400} = 0,51 \text{ cm}^2 < A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$\phi \text{ min} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi \text{ min}; \frac{b}{10}\right) = \min(11,4; 14; 30)$$

$$\rightarrow \phi \text{ min} \leq 10 \text{ mm}$$

On prend : $\phi t = 8 \text{ mm}$

- **Calcul d'espacement des cadres**

Le RPA impose des cadres dont l'espacement ne doit pas être supérieur à :

$$S_t < \min(20 \text{ cm}; 15\phi t) \min(20 \text{ cm}; 12 \text{ cm}) \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

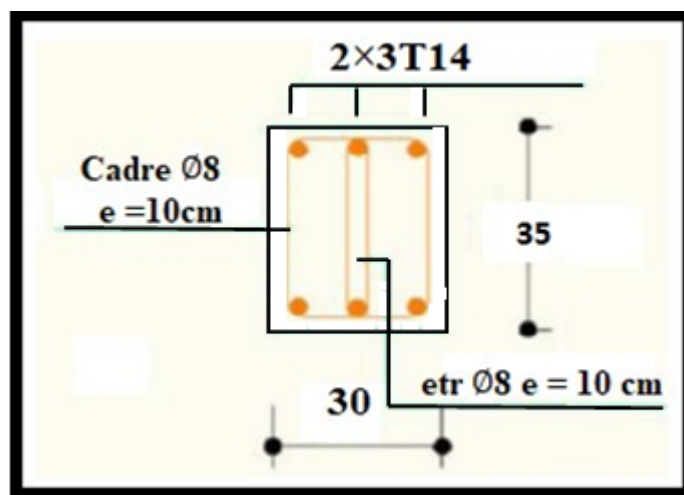


Figure VII. 2 : Ferrailage des longrines

VII.5 CONCLUSION

Ce chapitre résume l'étude des assemblages entre les différents éléments de la structure et les fondations reportent les charges permanentes G (poids propre) et les charges d'exploitation Q à un niveau convenable tout en assurant la stabilité et la sécurité de la structure et la bonne transmission des charges.

Conclusion générale

L'étude de ce projet est une phase très importante dans le cycle de formation de l'ingénieur. Ce modeste travail nous a permis d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine de la construction métallique, et d'approfondir nos connaissances déjà acquise durant notre formation de master en génie civil.

Par ailleurs, nous sommes parvenus à un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- Dans les structures métalliques les actions du vent sont souvent les plus défavorables, comparés aux actions sismiques.
- La disposition des contreventements horizontal (poutres au vent) et vertical en ciseau pour empêcher le déversement des membrures supérieures et inférieures des fermes, jouent un rôle très important dans le comportement global de la structure.
- L'utilisation du logiciel ROBOT dans notre projet nous a faciliter les calculs, ce qui permet d'avoir un bon comportement de la structure proche du réel.
- Durant le dimensionnement de notre structure, on remarque que la pluparts des éléments sont dimensionnés vis-à-vis au déversement et cela est dû au risque major que peu produire ce phénomène.

Enfin, le but de cette étude est la réalisation d'un ouvrage résistant et garantissant une sécurité globale.

Nous espérons que ce modeste travail pourrait aboutir à des résultats satisfaisant pour d'autres projets.

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 /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/ VERSION 2003 » par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003 (Algérie).
5. Eurocodes 3.
6. Lahlou Dahmani «CALCUL DES ÉLÉMENTS DE CONSTRUCTION MÉTALLIQUE SELON L'EUROCODE 3 » .
7. BASRI, RAIS, 2018 études d'une halle industrielle en charpente métallique à hassi ameur, wilaya d'oran Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen.
8. NEGADI, NASSOUR 2019 étude d'une halle industrielle en charpente métallique à OGGAZ, wilaya de MASKARA Université AbouBekr Belkaid de Tlemcen.

ANNEXES

ANNEXE A

Chapitre II : évaluation des charges (selon le RNV 2013)

Charge climatique :

A-1) Neige :

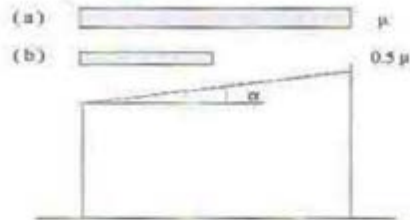


Figure 4 : Coefficient de forme - toitures à un versant

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 1 : Coefficients de forme - toitures à un versant

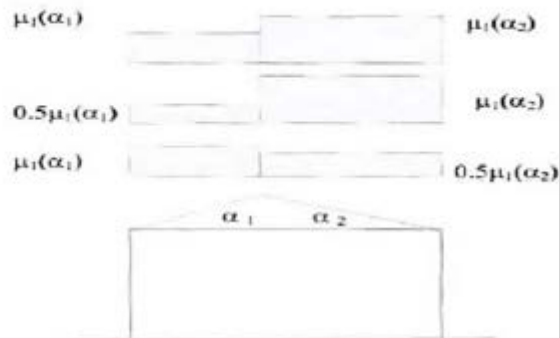


Figure 6 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau 2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

A-2) Vent :

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

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	α
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

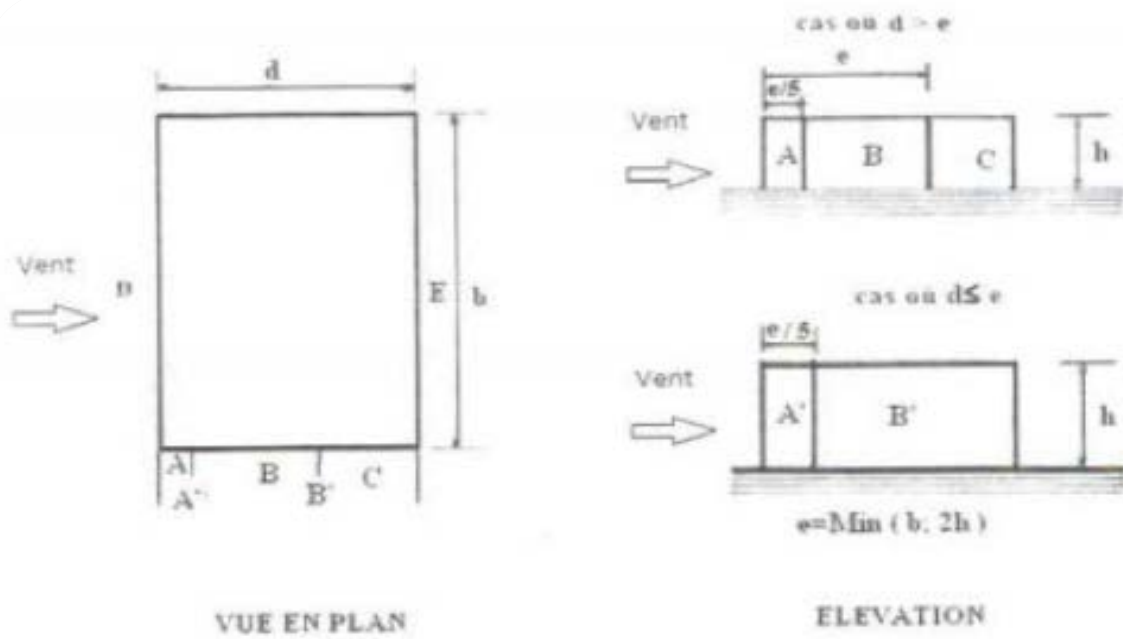


Figure 5.1 : Légende pour les parois verticales

Figure 5.1 : Légende pour les parois verticales

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	

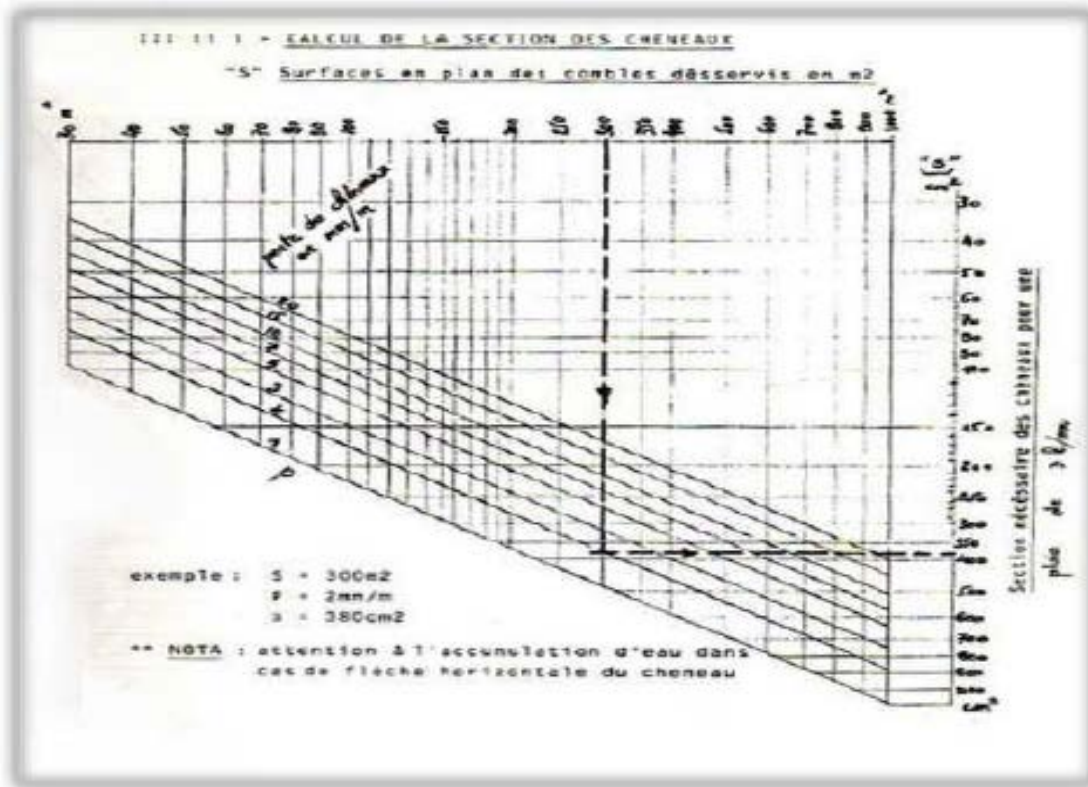
Tableau 5.1 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

ANNEXE B

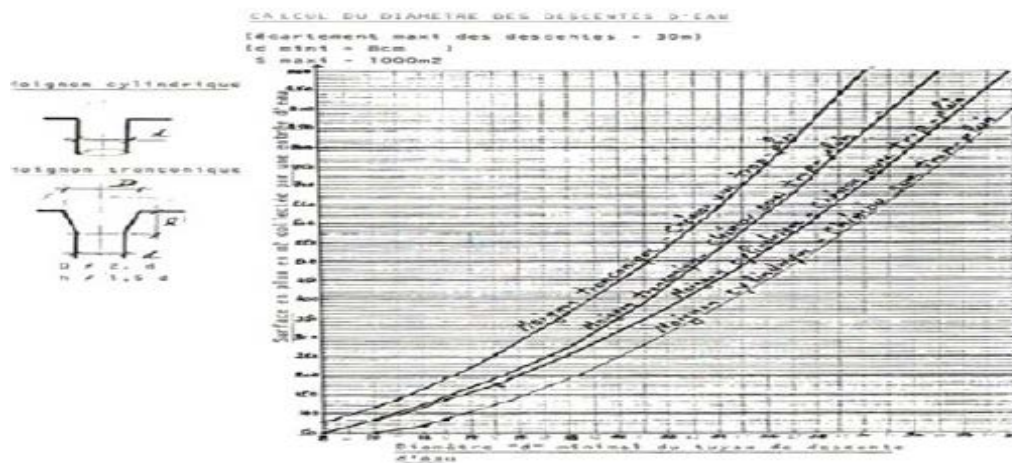
Chapitre III : Dimensionnement des éléments secondaires et principaux (CCM 97)

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	0,380
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,563	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,000
		1,0	1,048	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,000

Activer

Tableau 53.1 : Feuille 1

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

(a) Armes : (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

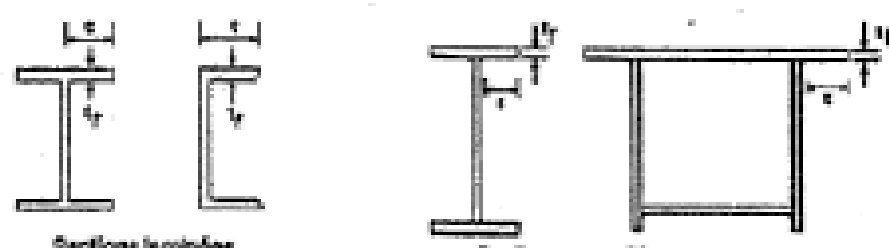
$d = h - 3t \quad (t = t_f = t_w)$

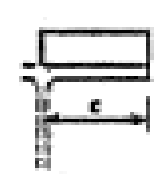
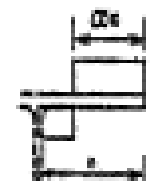
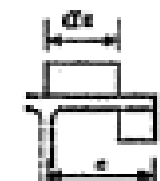
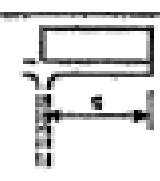
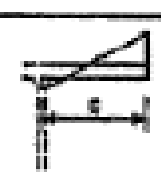

Classe	Arme lâche	Arme comprimée	Arme en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \epsilon$	$d/t_w \leq 33 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 208 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 38 \epsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 82 \epsilon$	$d/t_w \leq 38 \epsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 458 \epsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \epsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \epsilon$	$d/t_w \leq 42 \epsilon$	Quand $\rho > -1$: $d/t_w \leq 42 \epsilon / (0,87 + 0,33 \rho)$ Quand $\rho \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \epsilon (1 - \rho) \sqrt{ \rho }$	
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ϵ	1	0,92	0,91

Tableau 53.1: Feuille 3

Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées

(c) Parois de semelles en caoutchouc :



Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées	$c/t_f \leq 10 e$	$c/t_f \leq \frac{10 e}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 e}{\alpha \sqrt{e}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 9 e$	$c/t_f \leq \frac{9 e}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{9 e}{\alpha \sqrt{e}}$	
2	laminées	$c/t_f \leq 11 e$	$c/t_f \leq \frac{11 e}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{11 e}{\alpha \sqrt{e}}$	
	soudées	$c/t_f \leq 10 e$	$c/t_f \leq \frac{10 e}{\alpha}$	$c/t_f \leq \frac{10 e}{\alpha \sqrt{e}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées	$c/t_f \leq 15 e$	$c/t_f \leq 23 e \sqrt{k_\sigma}$ $c/t_f \leq 21 e \sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
	soudées	$c/t_f \leq 14 e$			
$e = \sqrt{235/t_f}$		t_f (N/mm ²)	235	275	355
		e	1	0,92	0,81

ANNEXE C

Chapitre IV : Etude sismique (RPA99/V2003)

Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Z o n e		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

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

Tableau 4.3 : 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_i	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





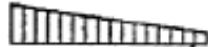
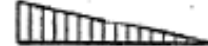
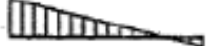
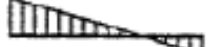


Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

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

ANNEXE D

Chapitre V : Vérification des éléments structuraux

Tableau B.1.1. Coefficients C_1 , C_2 et C_3 pour différentes valeurs de k , dans le cas de moments d'extrémités

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi = -1$ 	1,0 0,7 0,5	1,000 1,000 1,000	-	1,000 1,113 1,144
	$\psi = -3/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,141 1,270 1,305	-	0,908 1,565 2,283
	$\psi = -1/2$ 	1,0 0,7 0,5	1,323 1,473 1,514	-	0,992 1,556 2,271
	$\psi = -1/4$ 	1,0 0,7 0,5	1,563 1,739 1,788	-	0,977 1,531 2,235
	$\psi = 0$ 	1,0 0,7 0,5	1,879 2,092 2,150	-	0,939 1,473 2,150
	$\psi = 1/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,281 2,538 2,609	-	0,855 1,340 1,957
	$\psi = 1/2$ 	1,0 0,7 0,5	2,704 3,009 3,093	-	0,676 1,059 1,546
	$\psi = 3/4$ 	1,0 0,7 0,5	2,927 3,258 3,348	-	0,366 0,575 0,837
	$\psi = 1$ 	1,0 0,7 0,5	2,752 3,063 3,149	-	0,000 0,000 0,000

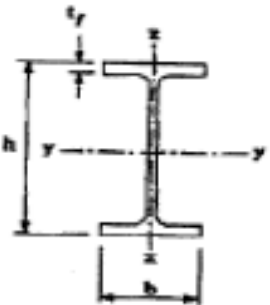



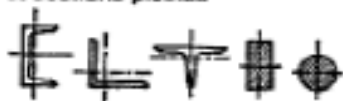

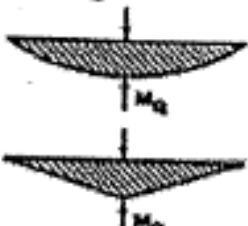
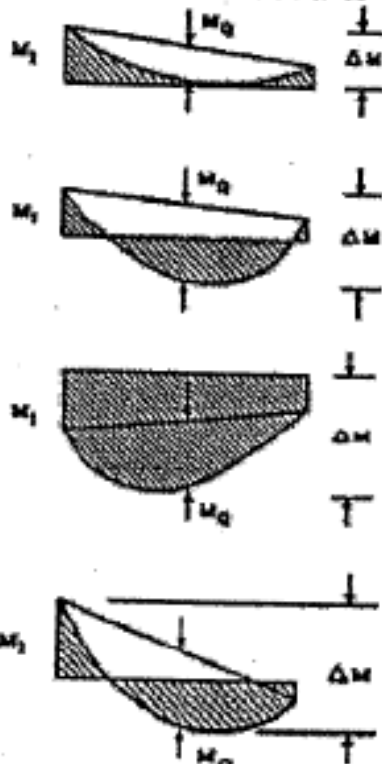
Type de Section	Épais	Axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c
	$h/b \leq 1,2$ $t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z y-y z-z	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z y-y z-z	b c 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_{yb} *)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaissies 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	0,79

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 $\frac{\Delta M}{T}$</p> <p>M_1 M_0 $\frac{\Delta M}{T}$</p> <p>M_1 M_0 $\frac{\Delta M}{T}$</p> <p>M_1 M_0 $\frac{\Delta M}{T}$</p>	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_0}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_0 = \max M \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$

ANNEXE E

Chapitre VI : calcul des assemblages

		Assemblage	
		Plat extérieur	Plat intérieur
Pince longitudinale e_1	\geq	$1,2 d_0$ (1)	$1,2 d_0$ (1)
	\leq	$12t$ ou 150 mm (2) (max)	$12t$ ou 150 mm (2) (max)
Pince transversale e_2	\geq	$1,5 d_0$ (3)	$1,5 d_0$ (3)
	\leq	$12t$ ou 150 mm (2) (max)	$12t$ ou 150 mm (2) (max)
Entraxe p_1	File extérieure	\geq	$2,2 d_0$ (4)
	Élément comprimé	\leq	$14t$ ou 200 mm (5) (min)
	File intérieure	\geq	$2,2 d_0$ (4)
	Élément comprimé	\leq	$14t$ ou 200 mm (5) (min)
	File extérieure	\geq	$2,2 d_0$ (4)
	Élément tendu	\leq	$14t$ ou 200 mm (5) (min)
Entraxe p_2	File intérieure	\geq	$2,2 d_0$ (4)
	Élément tendu	\leq	$28t$ ou 400 mm (6) (min)
	Élément comprimé	\geq	$3 d_0$ (7)
	Élément tendu	\leq	$14t$ ou 200 mm (5) (min)

d_0 = diamètre du trou
 t = épaisseur du plat le plus mince, situé vers l'extérieur

Tableau 65.1 : Valeurs limites des pincés et entraxes

Désignations	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d_0 trou normal	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A_f	84,3	115	157	192	245	303	353	439	561
\varnothing rondelle	24	27	30	34	37	40	44	50	52
d_m	19,39	22,63	25,86	29,09	32,32	36,63	38,79	44,17	49,56

- d : diamètre nominal du boulon (celui de la partie non filetée)
- d_0 : diamètre du trou normal
- A : aire de la section de la tige lisse du boulon
- A_f : section résistante de la partie filetée
- d_m : moyenne entre surangle et surplat pour le calcul de $B_{s,d}$ (valeurs pour les boulons HM uniquement).

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	Tête usuelle	Carrure 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_c (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

ANNEXE F

Chapitre VII : dimensionnement des éléments de fondation

Tableau des armatures

Φ (mm)	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 Φ (mm)

ANNEXE G

ceVital Spa

Hot D, N°6 ZHOUJ Garidi II –
Kouba – Alger
Tél : + (213) 21 56 38 10 à 80
Fax : + (213) 21 56 38 20

BATICOMPOS

BATICOMPOS Spa
Société de Composants Industriels
DIRECTION GÉNÉRALE
BP 75 Béni – Mançour WIDEJAJA
Tél : + (213) 034 34 66 13/24/76/77
Fax : + (213) 034 34 66 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 μ m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 μ m).
- Verso : 7 μ m nominal polyester selon EN 10169 (dont primaire 5 μ m).

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 :

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
Épaisseurs nominales	35 - 40-60-80-100-150-200	± 2
Défaut d'équarrage		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/m²) :

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 côtés de peaux étanches à la diffusion, le coefficient de conduction thermique (λ) = 0,026 w/m.k

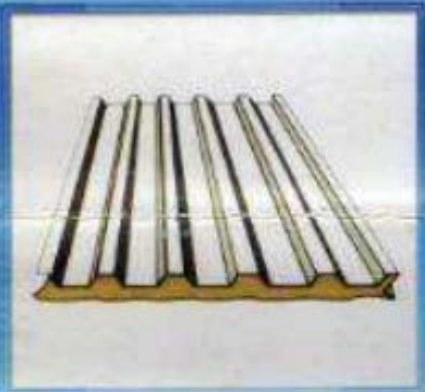
Panneau	LL35	LL60	LL80	LL100	LL 40	LL150	LL200
Coefficient de transmission thermique (w/m ² .K)	0,53	0,32	0,24	0,19	0,5	0,18	0,135

5.2 Isolation phonique: LL 35 = 26 dB

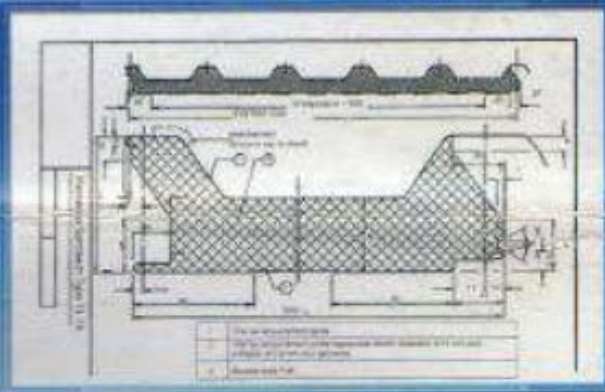
FICHE TECHNIQUE

PANNEAU SANDWICH TOITURE TL75 GALVANISE

Panneaux de couverture TYPE TL 75



CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES DU PANNEAU SANDWICH



Type	Longueur	Largeur	Épaisseur	Poids	Résistance à la conductibilité	coefficient de transmission thermique	Distance entre traverses maxi. en mm		
	maxi.	standard					N° supports de travée		
	m	mm	mm	Kg/m ²	m ² ·K/W	W/m ² ·K	1	2	3
Surface Prélaquée									
TL 75 P	12	1025	75	14,20	2,32	0,40	*	*	*
Surface Mixte									
TL 75 M	12	1025	75	15,21	2,32	0,40	*	*	*
Surface Galvanisée									
TL 75 G	12	1025	75	17,90	2,32	0,40	*	*	*

* Selon les calculs statiques

